

AALTO-YLIOPISTO
TEKNILLINEN KORKEAKOULU
Insinööritieteiden ja arkkitehtuurin tiedekunta
Yhdyskunta- ja ympäristötekniikan laitos

Tuomas Kärki

SYVIEN KAIVANTOJEN MAANPAINESEINÄT

Diplomityö, joka on jätetty opinnäytteenä tarkastettavaksi diplomi-insinöörin tutkintoa varten.

Espoo 24.5.2010

Työn valvoja
Työn ohjaaja

Professori Pauli Vepsäläinen
Diplomi-insinööri Matti Honkaniemi

<p>Tekijä: Tuomas Kärki Työn nimi: Syvien kaivantojen maanpaineseinät Päivämäärä: 24.5.2010</p>	<p>Sivumäärä: 111 + 8 (liitteet)</p>
<p>Tiedekunta: Insinööritieteiden ja arkkitehtuurin tiedekunta Laitos: Yhdyskunta- ja ympäristötekniikan laitos Professuuri: Rak-50 Pohjarakennus ja maamekaniikka</p>	
<p>Työn valvoja: Professori Pauli Vepsäläinen</p>	
<p>Työn ohjaaja: Diplomi-insinööri Matti Honkaniemi</p>	
<p>Kaivannot ovat tärkeä osa pohjarakentamista. Esimerkiksi kellaritilojen rakentaminen kaupunkien keskusta-alueille vaatii usein syvienkin rakennuskaivantojen tukemista erilaisin pysyvin tai työnaikaisin tukiseinärakentein.</p> <p>Tämän työn tarkoituksena on tarkastella erityisesti syvissä kaivannoissa käytettyjä maanpaineiseinärakenteita sekä niiden mitoitukseen liittyviä asioita. Tavoitteena on selvittää maanpaineiseinien mitoitukseen vaikuttavia tekijöitä sekä mitoituksessa käytettävistä ohjelmista saatavien tulosten eroja ja luotettavuutta.</p> <p>Kirjallisuudessa selvitetään maanpaineiseiniin kohdistuvia kuormituksia, yleisimmin käytettyjä seinätyyppejä ja mitoitusmenetelmiä. Lisäksi perehdytään maanpaineiseinärakenteiden mitoituksessa käytettyjen laskentaohjelmien periaatteisiin ja teorioihin ohjelmien taustalla. Tutkimusosassa tarkastellaan Helsinkiin vuonna 1997 rakennetun Sano-matalon ja Pietariin vuonna 2009 rakennetun Stockmann Nevsky Centren peruskaivantojen tukemiseen käytettyjä ratkaisuja. Kohteista tehdään vertailulaskelmia MsTuki, GeoCalc ja Plaxis ohjelmilla ja laskelmista saatavia siirtymiä vertaillaan kohteista mitattuihin toteutumatietoihin.</p> <p>Tutkimuksessa havaitut erot käytettyjen ohjelmien laskemien tulosten välillä ovat varsin kohtuullisia. Suurimmat erot havaitaan ohjelmien laskemien siirtymien välillä, laskettujen tukivoimien ja momenttien ollessa lähellä toisiaan. Lasketut siirtymät ovat pääasiassa mitattuja siirtymiä suurempia. Käytettyjen siirtymäkertoimien vaikutus siirtymiin todetaan suhteellisesti selvästi suuremmaksi kuin niiden vaikutus tukivoimiin. Eroja ohjelmien välillä havaitaan myös kun mitoitetaan pysyvää rakennetta lepopaineelle.</p> <p>Tutkimuksen perusteella käytetyt ohjelmat soveltuvat varsin hyvin usealta tasolta tuettujen seinärakenteiden mitoitukseen. Suurimpana haasteena voidaan pitää luotettavan laskentamallin luomista ja todellisen tilanteen tietojen huomioimista laskennassa. Kaivannon kokonaissiirtymien arvioiminen on vaativa tehtävä, johon vaikuttavat useat tekijät. Lopullisten siirtymien luotettavaa arviointia varten tulisi laskentaa päivittää rakentamisen aikana toteutumatietojen perusteella.</p>	
<p>Avainsanat: syvä kaivanto, maanpaineseinä, MsTuki, GeoCalc, Plaxis</p>	

Author:	Tuomas Kärki	Number of pages: 111+8(appendices)
Title of the Thesis:	Retaining walls in deep excavations	
Date:	24 May 2010	
Faculty:	Faculty of Engineering and Architecture	
Department:	Department of Civil and Environmental Engineering	
Professorship:	Rak-50 Soil Mechanics and Foundation Engineering	
Supervisor:	Professor Pauli Vepsäläinen	
Instructors:	Matti Honkaniemi, M.Sc. (Tech.)	
<p>Excavations are an important area in foundation engineering. For example basement constructions in urban areas often require permanent or temporary retaining structures to support the deep excavations needed for construction.</p> <p>The purpose of this thesis is to look into retaining wall structures especially those used in deep excavations and the requirements for their analysis. The goal is to study the analysis procedure of retaining walls and to find out the differences between various analysis programs and to estimate the reliability of results.</p> <p>In the review section, basic loads and some commonly used wall types and analysis methods are studied. Furthermore the principles and theories behind analysis software are also studied. In the second part of this thesis, two actual projects, Sanomatalo built in Helsinki in 1997 and Stockmann Nevsky Centre built in St Petersburg in 2009, and solutions behind their excavations are discussed. Some comparison calculations are made with MsTuki, GeoCalc and Plaxis software and the results are compared to monitored lateral displacements.</p> <p>The disparity between results obtained from different analysis programs used in this study are quite moderate. The largest differences are noticed between calculated lateral displacements while calculated strut forces and bending moments are quite consistent. The calculated lateral displacements are mainly larger than those monitored. The effect of lateral displacement coefficients on displacements is noted to be much greater than their effect on strut forces. Some differences are also noticed while analyzing strut forces for permanent structures in an earth pressure at rest situation.</p> <p>According to this study all programs used are well suited for analyzing multi-level supported retaining walls. Creating a reliable design model and including needed details from practical projects is seen as the biggest challenge when analyzing retaining walls. Estimating the final lateral displacements is a challenging task, where many factors have an effect. To reliably predict the final displacements, the analysis should be updated during construction according to data monitored from the site.</p>		
Keywords: deep excavation, retaining wall, MsTuki, GeoCalc, Plaxis		

ALKUSANAT

Tämä diplomityö tehtiin opinnäytetyönä FCG Finnish Consulting Group Oy:ssä ja Teknillisen korkeakoulun Pohjarakennuksen ja maamekaniikan laboratoriossa. Työn osittaisesta rahoituksesta vastasi FCG Finnish Consulting Group Oy.

Työn valvojana toimi Teknillisen Korkeakoulun Pohjarakennuksen ja maamekaniikan professori Pauli Vepsäläinen. Työtä ohjasivat FCG Finnish Consulting Group Oy:ssä RI Teemu Rahikainen ja DI Matti Honkaniemi.

Haluan kiittää työni ohjaajia mielenkiintoisesta aiheesta ja opastuksesta. Lisäksi haluan kiittää DI Harri Vehmasta FCG:stä työn taustatiedoista ja neuvoista työn aikana sekä professori Vepsäläistä työn valvomisesta ja tarkastamisesta.

Kiitokset myös vanhemmilleni kannustuksesta ja kärsivällisyydestä sekä erityiskiitos vaimolleni Reetalle ja tyttärelleni Ellalle tuesta, kannustuksesta ja piristämisestä tämän työn ja opiskelun aikana: matka on ollut pitkä mutta hidas.

Helsingissä 24.5.2010

Tuomas Kärki

SISÄLLYSLUETTELO

TIIVISTELMÄ.....	2
ABSTRACT.....	3
ALKUSANAT.....	4
SISÄLLYSLUETTELO	5
MERKINNÄT	8
1 JOHDANTO.....	10
1.1 Tutkimuksen tausta.....	10
1.2 Tutkimusmenetelmät ja tutkimuksen suoritus	10
1.3 Tutkimuksen tavoitteet ja rajaukset	11
2 TUETUN KAIVANNNON SUUNNITTELU	12
2.1 Tukirakenteet	12
2.2 Suunnittelun periaatteet	12
2.3 Syvien kaivantojen suunnittelussa huomioitavia asioita	13
2.4 Kaivantojen luokittelu	15
2.5 Tuettuja kaivantoja koskevia määräyksiä ja ohjeita	16
3 MAANPAINESEINIIN KOHDISTUVAT KUORMAT.....	18
3.1 Yleistä.....	18
3.2 Maanpaine.....	18
3.2.1 Yleistä.....	18
3.2.2 Maanpaineen kehittyminen	19
3.2.3 Maanpaineen laskenta	21
3.2.4 Maanpaineiden jakautuminen.....	26
3.3 Vedenpaine	27
3.4 Muut kuormat	29
4 SYVISSÄ KAIVANNOISSA KÄYTETYT SEINÄRAKENTEET	30
4.1 Teräsponttiseinät.....	30
4.1.1 Yleistä.....	30
4.1.2 Ponttiprofiilit	30
4.1.3 Ominaisuuksia	32
4.2 Settitseinät.....	33
4.3 Patoseinät.....	34
4.4 Suihkuinjektointiseinät	36
4.5 CFA-paaluseinä	37
4.6 Seinätyypin valintaperusteet	37
5 TUENTATAVAT JA RAKENTEET	41
5.1 Yleistä.....	41
5.2 Sisäpuoliset tuentamenetelmät.....	41
5.3 Ulkopuoliset ankkurit	43
5.4 Seinän alapään tuenta	45

6	MONITOROINTI MENETELMÄT	47
6.1	Monitoroinnin tarkoitus	47
6.2	Monitorointi menetelmät	47
6.2.1	Painumamittaus	47
6.2.2	Sivusiirtymä- ja kaltevuusmittaukset	48
6.2.3	Muut mittaukset.....	50
7	MITOITUSOHJELMAT	51
7.1	Jousimalleihin perustuvat menetelmät.....	51
7.1.1	Yleistä.....	51
7.1.2	Jousimallien perusidea	51
7.1.3	MsTuki	52
7.1.4	GeoCalc	53
7.2	Elementtimenetelmään perustuvat menetelmät	55
7.2.1	Yleistä.....	55
7.2.2	Elementtimenetelmän perusidea.....	56
7.2.3	Plaxis	57
8	MAANPAINESEINIEN MITOITUS	61
8.1	Mitoitusmenetelmät	61
8.1.1	Rajatilamenetelmä	61
8.1.2	Mitoitustavat eurokoodin mukaan.....	62
8.2	Lähtötiedot.....	64
8.3	Laskentatilanteet	65
8.4	Tukirakenteiden ominaisuudet.....	66
8.5	Mitoituslaskelmat	68
8.5.1	Käsinlaskenta.....	68
8.5.2	Jousimallit	69
8.5.3	Elementtimenetelmä.....	70
8.5.4	Seinän pysty- ja kokonaisvakavuus.....	70
8.5.5	Kaivannon pohjan vakavuus	71
8.5.6	Ulkopuolisten häiriötekijöiden vaikutus	73
8.6	Laskennan tulokset	73
8.6.1	Ankkurivoimat ja taivutusmomentti.....	73
8.6.2	Seinän vaakasiirtymät ja ympäristön painumat.....	74
9	CASE: SANOMATALO.....	77
9.1	Kohteen yleiskuvaus.....	77
9.2	Laskentapoikkileikkaus	77
9.3	Laskentaohjelmien mallit.....	79
9.4	Ohjelmien lähtötietoparametrit.....	82
9.5	Laskennan tulokset ja niiden vertailu	84
9.5.1	Siirtymät	84
9.5.2	Tukivoimat	87
9.5.3	Maanpaine ja momentti	89
9.6	Yhteenvedo Sanomatalo	92

10	CASE: STOCKMANN NEVSKY CENTRE	93
10.1	Kohteen yleiskuvaus	93
10.2	Laskentapoikkileikkaus	94
10.3	Laskentaohjelmien mallit.....	94
10.4	Ohjelmien lähtötietoparametrit	97
10.5	Laskennan tulokset ja niiden vertailu	97
10.5.1	Siirtymät	97
10.5.2	Tukivoimat	100
10.5.3	Maanpaine ja momentti	101
10.6	Yhteenvedo Stockmann Nevsky Centre	102
11	YHTEENVETO JA JOHTOPÄÄTÖKSET	104
	LÄHDELUETTELO	109

LIITTEET

Liite 1.	Sanomatalo, käytetyt laskentaparametrit MsTuki-ohjelmassa
Liite 2.	Sanomatalo, käytetyt laskentaparametrit GeoCalc-ohjelmassa
Liite 3.	Sanomatalo, käytetyt laskentaparametrit Plaxis-ohjelmassa
Liite 4.	Stockmann Nevsky Centre, käytetyt laskentaparametrit MsTuki-ohjelmassa
Liite 5.	Stockmann Nevsky Centre, käytetyt laskentaparametrit GeoCalc-ohjelmassa
Liite 6.	Stockmann Nevsky Centre, käytetyt laskentaparametrit Plaxis-ohjelmassa
Liite 7.	Sanomatalo, Plaxis kokonaisiirtymät
Liite 8.	Stockmann Nevsky Centre, Plaxis kokonaisiirtymät

MERKINNÄT

A	ankkurin poikkipinta-ala
E	kimmomoduuli
E_{oed}	tangenttimoduuli (Plaxis)
E_{ref}	kimmomoduuli (Plaxis)
E_{ur}	kolmiakσιαalikokeesta saatava palautusmoduuli (Plaxis)
E_{50}	kolmiakσιαalikokeesta saatava sekanttimoduuli standardi (Plaxis)
D	seinän lyöntisyvyys
D_r	suhteellinen tiiveys
H	kaivannon syvyys
I	jäyhyysmomentti
K_a	aktiivisen maanpaineen kerroin
K_{FI}	kuormakerroin
K_p	passiivisen maanpaineen kerroin
K_0	lepopaine kerroin
$K_{0\text{OCR}}$	ylikonsolidoituneen maan lepopaine kerroin (GeoCalc)
$K_{0\text{ud}}$	suljetun tilan lepopaine kerroin (GeoCalc)
M	kokoonpuristuvuusmoduli
W	taivutusvastus
a	adheesio
c	koheesio
c_u	suljettu leikkauslujuus
f_d	teräksen sallittu jännitys
h	seinän korkeus
i_a ja i_p	hydraulinen gradientti
k	jännitystilankerroin (GeoCalc)
m	moduuliluku
p	kuorma
p_a	aktiivinen maanpaine
p_p	passiivinen maanpaine
p_0	lepopaine
q	pintakuorma
r	alustapaine
u	huokosvedenpaine
v	seinän siirtymä
v_a	aktiivisen maanpaineen mobilisoiva seinän siirtymä
v_p	tehokkaan passiivisen maanpaineen mobilisoiva seinän siirtymä
β	jännityseksponentti

γ	tilavuuspaino
γ'	tehokas tilavuuspaino
γ_a'	tehokas tilavuuspaino aktiivisen maanpaineen puolella
γ_p'	tehokas tilavuuspaino passiivisen maanpaineen puolella
γ_{sat}	vedellä kyllästyneen maan tilavuuspaino
γ_w	veden tilavuuspaino
δ_a	leikkauskestävyyskulma maapohja ja seinän välissä aktiivipuolella
δ_p	leikkauskestävyyskulma maapohja ja seinän välissä passiivipuolella
δ_{ya} ja δ_{yp}	suhteellinen siirtymä aktiiviselle ja passiiviselle maanpaineelle (GeoCalc)
ξ_{50a} ja ξ_{50p}	maanpaineen 50 % muutokseen tarvittava suhteellinen siirtymä aktiiviselle ja passiiviselle maanpaineelle (GeoCalc)
σ_a	täysin mobilisoitunut aktiivinen maanpaine
σ_n	normaalijännitys
σ_p	täysin mobilisoitunut passiivinen maanpaine
σ'_z	tehokas pystyjännitys
τ	leikkausjännitys
ν	Poisson luku
ϕ	leikkauskestävyyskulma ”kitkakulma”
ψ	dilataatiokulma
CFA	Continuous Flight Auger, jatkuvakierteinen kaira
DCM	Displacement Controlled Model, DCM-malli
FEM	Elementtimenetelmä (Finite Element Method)
FOS	Kokonaisvarmuus (Factory of Safety)
MCM	Modulus Controlled Model, MCM-malli
OCR	Over Consolidation Ratio, ylikonsolidoitumisaste

1 JOHDANTO

1.1 Tutkimuksen tausta

Rakennettaessa tiloja luonnollisen maanpinnan alapuolelle vaatii rakentaminen usein kaivantojen tukemista erityyppisin ratkaisuin. Syvät kaivannot sijoittuvat monin paikoin jo rakennetuille sekä kaupunkien keskusta-alueille, missä olemassa olevat rakenteet ja rakennukset aiheuttavat tiukat vaatimukset tukirakenteiden mitoitukselle, suunnittelulle ja toteutukselle. Lisäksi syvissä kaivannoissa käytettyjen maanpaineseinärakenteiden tulee usein toimia paitsi työnaikaisena tukirakenteena, myös osana lopullista rakennetta, mikä osaltaan vaikeuttaa tukirakenteiden suunnittelua.

Nykyisin käytössä olevista mitoitusohjelmista saatavat tulokset voivat kohteesta ja käyttäjästä riippuen poiketa toisistaan hyvinkin merkittävästi ja usein mitoitus perustuukin osin suunnittelijan henkilökohtaiseen kokemukseen.

Syvien kaivantojen maanpaineseinät ovat kohteina lähes aina vaativia AA-luokan (GL3 Eurokoodin mukaan) rakennuskohteita, missä mitoitus ja suunnitteluvirheet voivat aiheuttaa suurien kustannusten lisäksi mittavia vaurioita ympäröivissä rakenteissa ja rakennuksissa. Onnistuneiden suunnitteluratkaisujen aikaansaamiseksi on tärkeää saada vertailutietoa paitsi eri mitoitusmenetelmien ja ohjelmien väliltä, myös rakennetuista kohteista mitattujen toteutumatietojen ja laskelmien väliltä.

1.2 Tutkimusmenetelmät ja tutkimuksen suoritus

Tutkimuksen kirjallisuusosassa perehdytään syvien kaivantojen suunnitteluun, maanpaineisiin kohdistuviin kuormiin, sekä tarkastellaan yleisimmin käytettyjä tukiseinärakenteita. Lisäksi käydään läpi yleisesti käytössä olevien mitoitusohjelmien periaatteet, mitoitustehtävän kulku ja mitoitukseen vaikuttavia tekijöitä.

Diplomityön tutkimusosassa tarkastellaan kahden toteutuneen esimerkkikohteen avulla mitoituksen kulkua sekä eri laskentaohjelmilla laskettujen mitoitus tulosten

eroja. Eri tietokoneohjelmilla tehtyjä laskelmia vertaillaan lisäksi kohteista mitattuihin toteutumatietoihin. Mitoitusohjelmoina tutkimuksessa käytetään Plaxis-, GeoCalc- ja MsTuki-ohjelmia.

1.3 Tutkimuksen tavoitteet ja rajaukset

Diplomityön tavoitteena on saada tietoa eri ohjelmien soveltuvuudesta usealta tasolta tuettujen maanpaineseinien mitoitukseen. Mitoituslaskelmien avulla tarkastellaan miten seinärakenteet ja maa käyttäytyvät ja mitä eroja eri laskentaohjelmien tulosten välille muodostuu. Lisäksi saadaan tietoa ohjelmien käytettävyydestä sekä ohjelmien mahdollisista puutteista. Näiden tietojen avulla pystytään tulevaisuudessa mahdollisesti välttämään mitoitus- ja suunnitteluvirheitä sekä vaikuttamaan suunniteltujen ratkaisujen taloudellisuuteen.

Tutkimuksessa keskitytään pääasiassa kahdelta tai useammalta tasolta tuettujen maanpaineseinien mitoitukseen. Työssä käydään läpi käytössä olevia seinärakenteita ja eri asennusmenetelmiä mutta kaivannon rakentamista ja tukirakenteiden rakenteellista mitoitusta ei käsitellä.

Laskelmien vertailussa rajaudutaan esimerkkikohteiden laskentatulosten vertailuun eikä esimerkiksi erityyppisiä seinärakenteita vertailla laskelmin keskenään.

2 TUETUN KAIVANNON SUUNNITTELU

2.1 Tukirakenteet

Tukirakenteina pidetään yleensä rakenteita, jotka tukevat maasta, kalliosta tai täyöstä koostuvaa materiaalia ja vettä. Materiaalin voidaan katsoa olevan tuettu, mikäli tukirakenne pitää sitä jyrkemmässä luiskassa kuin mihin se luonnollisesti asettuisi. Tukirakenteisiin luetaan kaiken tyyppiset tukiseinät, tukimuurit, maanvastaiset seinärakenteet ja maanvastaiset laiturirakenteet missä tuettavasta materiaalista kohdistuu voimia rakenteeseen. (RIL 207 2009)

Tarkasteltaessa tukirakenteiden mitoitusta, yhtenä päätyyppinä voidaan pitää upotettua seinää, joka käsittää sekä työnaikaiset tukiseinät, että pysyviksi rakenteiksi tarkoitetut seinärakenteet. Upotettuihin seiniin kuuluvat yleensä suhteellisen ohuet teräs-, teräsbetoni- tai puuseinät, joiden tukemiseen käytetään sekä aktiivi ja/tai passiivi maanpainetta sekä ankkurirakenteita. Tämän tyyppisillä tukirakenteilla seinän omapaino on yleensä melko merkityksetön ja seinien taipumiskyky on tärkeässä roolissa seinän toimintaa tarkasteltaessa. (RIL 207 2009)

Kaivantojen tukirakenteet voidaan jakaa työnaikaisiin ja pysyviin rakenteisiin. Työnaikaisiksi tukirakenteiksi katsotaan rakenteet, joiden käyttöikä on rajoitettu ja jotka ovat käyttöaikanaan seurannan alaisena. Usein tällaiset rakenteet poistetaan käytön jälkeen, mikäli rakenteen poistamisesta ei aiheudu tarpeettomia painumia tai siirtymiä tukirakenteiden läheisille rakenteille. (RIL 121 2004)

2.2 Suunnittelun periaatteet

Luonteeltaan tuettujen kaivantojen suunnittelua voidaan pitää eräänlaisena optimointitehtävänä. Suunnittelijan on valittava kaivantoon ja sen ympäristöön mahdollisimman hyvin soveltuva, teknisesti oikea sekä taloudellinen tukiseinätyyppi ja sen rakentamistapa. Lisäksi erityistä huomiota tulee kiinnittää tuennan teknisiin vaatimuksiin sekä työturvallisuuteen seinän eri rakennusvaiheissa. (RIL 181 1989)

Tukirakenteiden optimoinnin tarkkuus määräytyy yleensä kaivannon vaativuuden ja kaivannon tuennasta aiheutuvien kustannusten suhteesta koko rakennushankkeen kustannuksiin. Tukirakenteiden suunnittelu ja mitoitus on suoritettava sitä tarkemmin mitä vaativampi on kaivanto ja mitä suuremmat ovat kaivannon tuennasta aiheutuvat kustannukset koko rakennushankkeen kustannuksiin. (RIL 181 1989)

Yleensä tuetun kaivannon geotekninen suunnittelu pitää sisällään ainakin seuraavat vaiheet: (RIL 181 1989)

- kaivannon koon ja sen ympäristön selvittäminen
- pohjasuhteiden selvitys
- tukiseinätyypin valinta
- kuormitusten laskenta
- tukirakenteiden mitoittaminen
- kustannusten arviointi
- tukiseinän ja tuennan mahdollinen tarkistus

Tuettujen kaivantojen suunnittelusta vastaa yleensä kohteen geotekninen suunnittelija. Suunniteltaessa pysyviksi rakenteiksi tarkoitettuja maanpaineisiin suunnitteluun osallistuu tavallisesti myös rakennesuunnittelija.

2.3 Syvien kaivantojen suunnittelussa huomioitavia asioita

Ympäristö

Kaupunkimaisessa rakentamisessa, mihin syvät tuetut kaivannot usein sijoittuvat, ympäristön tilanteen säilyttäminen ennallaan kaivannon läheisyydessä asettaa monella tavoin rajoituksia rakentamisen kokonais- ja osaratkaisuihin, rakenteiden mitoitukseen sekä töiden suoritukselle. Syvissä kaivannoissa ympäristöriskien suuruus ja riskialueen laajuus määräytyy pohjasuhteiden ja ympäröivien rakennusten perustamistavan mukaan. Mikäli haitallisia muutoksia ympäristössä on odotettavissa, niiden vaikutukset tulee selvittää ja ennen rakennustöiden aloitusta on suoritettava riittävän laajat ja yksityiskohtaiset katselmukset. (Hartikainen & Kleemola 1974)

Pohjasuhteet

Rakennuspaikan pohjasuhteet vaikuttavat ympäristölle kaivannosta aiheutuvien riskien suuruuteen ja vaikutusalueeseen. Pohjasuhteilla on merkittävä vaikutus myös syviin kaivantoihin soveltuvien tukiseinätyyppien ja tuentatapojen valinnassa. Tarkasteltaessa pohjarakentamisen suunnittelun ja toteuttamisen kustannuksia ovat pohjasuhteet usein määräävässä osassa. Tämän vuoksi rakennuspaikan pohjasuhteiden huolellisella tutkimisella on tärkeä rooli rakennuskaivannon teknis-taloudellisessa onnistumisessa. (RIL 181 1989, Hartikainen & Kleemola 1974)

Erilaisien tukiseinätyyppien soveltumista eri pohjasuhteisiin on käsitelty tarkemmin luvussa 4.6.

Pohjavesi

Pohjaveden pinta sijaitsee Suomessa keskimäärin noin 1,5...3 m syvyydessä maanpinnasta. Syvät kaivannot ulottuvat lähes aina luonnontilaisen pohjavedenpinnan alapuolelle ja yleensä kaivannot myös pyritään kuivattamaan.

Kuivatuksella voidaan vähentää tukiseiniin kohdistuvaa vedenpainetta ja lisäksi sillä voidaan parantaa kitkamaiden kaivu- ja kuljetusominaisuuksia. Toisaalta kuivatus aiheuttaa myös riskejä ympäröiville rakenteille. Pohjaveden alentuminen aiheuttaa maan tilavuuspainon kasvua, mistä aiheutuva pystysuoran jännityksen lisääntyminen voi aiheuttaa painumia ympäröivissä rakenteissa. (Rantamäki & Tammirinne 1996)

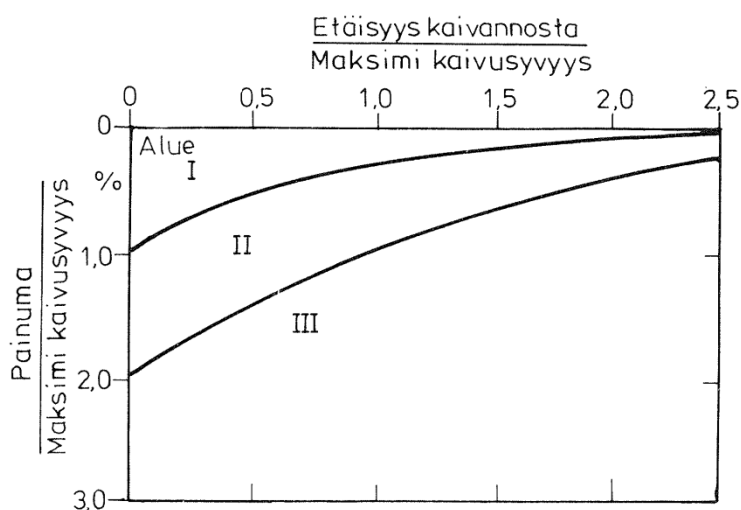
Tukiseinätyypin oikealla valinnalla voidaan ehkäistä kaivannon työaikaista pohjavedenpinnan alenemista ja pysyvien tukiseinien tapauksissa voidaan pohjavedenpinnan alapuoliset osat tehdä vedenpaine-eristettynä. Kaivannon kuivatus tulee aina huomioida tukiseiniä mitoitettaessa. (RIL 181 1989)

Rakennukset ja rakenteet vaikutusalueella

Kaivannon suunnittelussa tulee aina huomioida kaivannon vaikutusalueella sijaitsevat rakennukset ja rakenteet. Lisäksi tulee selvittää alueella sijaitsevat putket, kaapelit ja johdot.

Kaivannon vaikutusalue riippuu paitsi kaivannon syvyydestä myös alueen pohjasuhteista. Lisäksi vaikutusalueen laajuuteen vaikuttaa valittu tukiseinätyyppi sekä kuivatustaso. Vaikutusalueen laajuutta ja maanpinnan painumaa ponttiseinin tuetuissa kaivannoissa voidaan arvioida kuvan 1 mukaan. (RIL 181 1989)

- Alue I: Karkearakeiseen tai moreenimaakerrokseen tai kovaan savikerrokseen sijoittuvat kaivannot ($\tau_{fu} > 30 \text{ kPa}$)
- Alue II: Löyhään hiekkakerrokseen tai savikerrokseen sijoittuvat kaivannot ($\tau_{fu} > 10\text{-}30 \text{ kPa}$)
- Alue III: Kaivannot pehmeään savikerrokseen ($\tau_{fu} < 10 \text{ kPa}$)



Kuva 1. Kaivannon vaikutusalue ponttiseinin tuetussa kaivannossa. (RIL 181 1989)

2.4 Kaivantojen luokittelu

Kaivannot voidaan luokitella niiden suunnittelun- ja rakentamisen vaativuuden mukaan. Luokitteluun vaikuttavat mm. alueen pohjasuhteet, pohjavedentaso, kaivannon syvyys ja ympäristön rakennukset ja rakenteet. Rakennuskaivanto-ohjeen (RIL 181 1989) mukaan kaivannot luokitellaan hyvin vaativiin, vaativiin ja helpoihin kaivantoihin.

Syvät tuetut kaivannot kuuluvat lähes aina hyvin vaativiin kohteisiin. Hyvin vaativaksi kaivanto voidaan luokitella myös kun

- Kaivanto sijoittuu hienorakeisten tai eloperäisten maalajien alueelle ja on yli 5m syvä.
- Kaivanto ulottuu pohjavedenpinnan alapuolelle alueella jossa pohjaveden aleneminen saattaa aiheuttaa ympäristöriskejä.
- Kaivanto ulottuu viereisen rakennuksen perustusten alapuolelle.
- Kaivanto on yli 5m syvä ja ulottuu kallioon.
- Kaivannon rakenteisiin kohdistuu tärinää.
- Tuetun kaivannon alapää jää hienorakeisiin tai eloperäisiin maakerroksiin.
- Tuettu kaivanto ankkuroidaan viereisten rakennusten tai rakenteiden alapuolelle.
- Kaivannon rakentamiseen käytetään uusia menetelmiä.

Kaivannon vaatimustaso määrittelee suunnittelutehtävän vaativuuden ja pohjarakennussuunnittelijan kelpoisuuden. Suomen rakentamismääräyskokoelman osassa A2 pohjarakennuskohteet on jaoteltu vaativuuden mukaan luokkiin erittäin vaativa (AA), vaativa (A) ja helppo (B). Rakennuskaivanto-ohjeen kaivantojen luokittelu vastaa näitä vaativuusluokkia.

1.4.2010 voimaan tulleen Eurokoodin mukaan pohjarakennuskohteiden suunnitteluvaatimusten määrittämiseen voidaan käyttää kolmea geoteknistä luokkaa 1, 2 ja 3. Geotekniset luokat GL1, GL2 ja GL3 vastaavat RakMK:n osan A2 vaativuusluokkia (B), (A) ja (AA). Pohjarakennuskohteen suunnittelijan pätevyyden toteamisessa menetellään, kuten RakMK:n osassa A2 on säädetty.

2.5 Tuettuja kaivantoja koskevia määräyksiä ja ohjeita

Tukirakenteet on suunniteltava ja rakennettava niin, että ne kestävät niihin kohdistuvat kuormitukset riittävällä varmuudella ja että tukirakenteiden siirtymistä ei aiheudu haittaa rakenteille tai ympäristölle. (Ympäristöministeriö 2003)

Pysyvien tukirakenteiden ja sellaisten rakennusaikaisten tukirakenteiden, jotka tukevat pysyviä rakennuksia tai rakenteita, rakenteellinen suunnittelu tehdään py-

syvien rakenteiden varmuustason mukaan. Kun kaivannon vaikutusalueella on pysyviä rakenteita, tulee geoteknisellä mitoituksella määrittää käyttötilan mukaiset siirtymät tukirakenteissa ja ympäristössä. (Ympäristöministeriö 2003)

Suomen rakentamismääräyskokoelman osan B3 Pohjarakenteet mukaisia kokonaisvarmuuslukujen minimiarvoja on esitetty taulukossa 1.

Taulukko 1. Kokonaisvarmuuslukujen minimiarvoja vaativien (A) pohjarakenteiden geoteknisessä mitoituksessa. (Ympäristöministeriö 2003)

Kohde	Varmuusluku
Maata tai pohjarakenteita tukevan pysyvän rakenteen sortuma	1,8
Tukirakenteen sortuma silloin, kun mahdollisen sortuman vaikutusalueella on muita kuin työnaikaisia rakenteita	1,8
Rakennusaikaisen tukirakenteen sortuma	1,5

Mitoitettaessa erittäin vaativia (AA) pohjarakenteita, joiden sortuminen voi aiheuttaa henkilövahinkoja tai suuria taloudellisia menetyksiä tai jos pohja- tai kuoritusolosuhteet ovat poikkeuksellisen vaikeita, tulee harkita, onko tarvetta käyttää taulukossa 1 esitettyjä kokonaisvarmuuslukujen minimiarvoja suurempia arvoja. (Ympäristöministeriö 2003)

Mitoittavan maanpaineen suuruus lasketaan klassisen maanpaineteorian mukaan tai muilla luotettavilla, yleisesti hyväksytyillä menetelmillä, esimerkiksi elementtimenetelmällä. Maanpaineen suuruuteen ja jakautumiseen vaikuttavat maata tukevan rakenteen muoto, jäykkyys ja liikkumismahdollisuus sekä maan laatu ja siitä riippuva ajan vaikutus maanpaineeseen, pohjaveden taso, pohjaveden virtaus-tila ja värinä. (Ohje) (Ympäristöministeriö 2003)

3 MAANPAINESEINIIN KOHDISTUVAT KUORMAT

3.1 Yleistä

Kaivannon ulkopuolelta maanpaineeseiniin kohdistuvia kuormia ovat:

- Maanpaine
- Vedenpaine
- Maanpinnalla olevien tasaisten-, viiva- ja pistekuormien aiheuttama paine
- Maan tiivistämisestä aiheutuva paine
- Maan jäätymisestä syntyvät kuormat
- Muut ulkoiset voimat ja paineet

Näistä kuormituksista esiintyvät yleisimmin maan- ja vedenpaine, jotka ovat myös vaikutuksiltaan merkittävimpiä. (Rantamäki & Tammirinne 1996)

3.2 Maanpaine

3.2.1 Yleistä

Maanpaineella tarkoitetaan maan ja rakenteen kosketuskohdassa vaikuttavaa maamassan itsensä tai ulkoisen kuormituksen aiheuttamaa kosketuspainetta. Sen suuruuteen, suuntaan ja jakautumiseen vaikuttavat pohjasuhteet, tukirakenteen muoto ja liikkeet sekä seinän tuentatapa. (Korhonen et al 1986)

Maanpaineeseinän liikkeiden perusteella maanpaine jaetaan lepo-, aktiivi- ja passiivipaineeseen. Aktiivi- ja passiivipaine edustavat seinän siirtymistä riippuvia maanpaineen ääriarvoja, lepopaineen vaikuttaessa siirtymättömään rakenteeseen.

Maanpaineiden määrittämiseksi on historian saatossa kehitetty useita eri menetelmiä. Coulombin maanpaineteoriaan perustuvaa aktiivi- ja passiivipaineiden määrittämenetelmää kutsutaan klassiseksi maanpaineteoriaksi. Teorian oletuksena on maan murtorajatila, jossa tukirakenne siirtyy suuntansa säilyttäen tai kiertyy alareunansa ympäri. Lepopaineen tilanteessa rakenne on siirtymätön, joten sen määrittäminen ei voi perustua murtorajatilaan. Lepopaine voidaankin määrittää kimmo-teorian pohjalta tai kokeellisesti. (RIL 181 1989, Rantamäki & Tammirinne 1996)

Usealta tasolta tuetuissa tukiseinissä maanpaine ei suoritettujen mittausten mukaan noudata klassista maanpaineteoriaa. Tällöin maanpaineita tasoitetaan erilaisien kokemuseräisten menetelmien mukaan. Usealta tasolta tuettuihin tukiseiniin vaikuttava maanpaine ja sen jakautuminen voidaan määrittää myös erilaisilla jousimenetelmillä tai elementtimenetelmällä. Maanpaineen jakautumista on käsitelty kappaleessa 3.2.4. (Korhonen et al 1986)

3.2.2 Maanpaineen kehittyminen

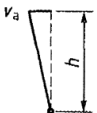
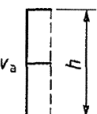
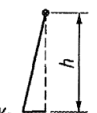
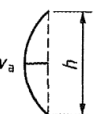
Maanpaineen suuruus vaihtelee sen ääriarvojen aktiivisen- ja passiivisen maanpaineen välillä ja sen kehittymiseen vaikuttavat maalaji, maan tiiviys ja seinän siirtymät. Klassisen maanpaineteorian mukaisten aktiivi- ja passiivipaineiden kehittymiseksi tarvittavat siirtymät rakennuskaivanto-ohjeen mukaan on esitetty taulukossa 2.

Taulukko 2. Maanpaineen kehittymiseksi tarvittavat tukirakenteen siirtymät. H_a on seinän maassa olevan osan korkeus, johon aktiivinen maanpaine kohdistuu. H_p on sen osan korkeus johon kohdistuu passiivinen maanpaine. (RIL 121 2004)

Maalaji	Aktiivisen maanpaineen kehittymiseksi tarvittava siirtymä	Passiivisen maanpaineen kehittymiseksi tarvittava siirtymä
Tiivis hiekka	0,0005 H_a	0,002 H_p
Löyhä hiekka	0,002 H_a	0,006 H_p
Kiinteä savi	0,01 H_a	0,02 H_p
Pehmeä savi	0,02 H_a	0,04 H_p

Tavallisesti maanpaineiden mobilisoitumiseen tarvittavien siirtymien suuruuteen vaikuttaa myös seinän siirtymistapa. Eurokoodin suunnitteluohjeessa RIL 207 2009 on esitetty aktiivi- ja passiivipaineiden mobilisoitumiseen kitkamailla tarvittavia siirtymiä siirtymätyypeittäin. Täysin mobilisoituneen aktiivisen maanpaineen kehittymiseen tarvittavat siirtymät on esitetty taulukossa 3 ja vastaavat siirtymät passiivipaineen tilanteessa on esitetty taulukossa 4.

Taulukko 3. Aktiivipaineen kehittymiseksi tarvittavat likimääräiset siirtymät kitkamaassa (RIL 207 2009)

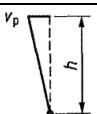
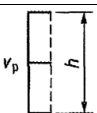
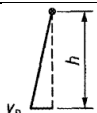
Seinän siirtymän tyyppi		v_a/h löyhä maa %	v_a/h tiivis maa %
a)		0,4...0,5	0,1...0,2
b)		0,2	0,05...0,1
c)		0,8...1,0	0,2...0,5
d)		0,4...0,5	0,1...0,2

missä:

v_a on aktiivisen maanpaineen mobilisoiva seinän siirtymä

h on seinän korkeus

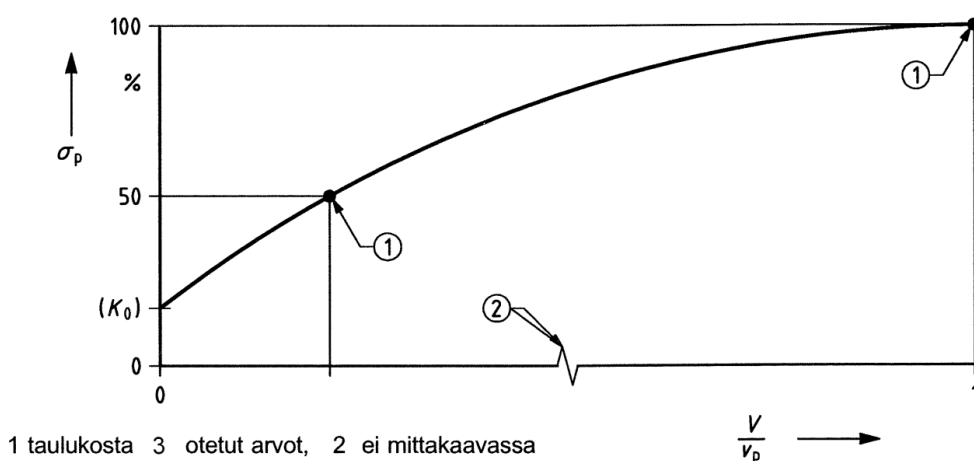
Taulukko 4. Passiivipaineen kehittymiseksi tarvittavat likimääräiset siirtymät kitkamaassa (RIL 207 2009)

Seinän siirtymän tyyppi		v_p/h (v/h $0.5\sigma_p$)%	v_p/h (v/h $0.5\sigma_p$)%
		löyhä maa	tiivis maa
a)		7(1,5)...25(4,0)	5(1,1)...10(2,0)
b)		5(0,9)...10(1,5)	3(0,5)...6(1,0)
c)		6(1,0)...15(1,5)	5(0,5)...6(1,3)

missä:

- v on seinän siirtymä
 v_p on tehokkaan passiivisen maanpaineen mobilisoiva seinän siirtymä
 h on seinän korkeus
 σ_p on täysin mobilisoitunut passiivinen maanpaine

Maanpaineen väliarvoja esiintyy kun seinän siirtymät ovat riittämättömiä mobilisoimaan taulukoissa 3 ja 4 esitettyjä arvoja. Näitä väliarvoja voidaan laskea käyttäen kokemusperäisiä sääntöjä, jousimenetelmiä tai elementtimenetelmiä. Passiivipainetilanteissa väliarvoja voidaan interpoloida käyttäen kuvassa 2 esitetyn kaaren yleismuotoa. (RIL 207 2009)



Kuva 2. Kitkamaan tehokkaan, passiivisen maanpaineen mobilisoituminen suhteessa normalisoituun seinän siirtymään v/v_p . (v = siirtymä; v_p = passiivisen maanpaineen täyttä mobilisoitumista vastaava siirtymä).

3.2.3 Maanpaineen laskenta

Lepopaine

Siirtymätön rakenne mitoitetaan lepopaineelle. Lepopaine on aina suurempi kuin aktiivinen maanpaine ja sen oletetaan vaikuttavan rakenteeseen vaakasuoraan. Normaalikonsolidoituneessa maassa lepotilan olosuhteet oletetaan tavallisesti tukiseinän takana olevassa maapohjassa, kun rakenteen siirtymä on vähemmän kuin $5 \times 10^{-4} \times h$ ($v/h = 0.05 \%$). (RIL 207 2009)

Lepopaine p_0 lasketaan kaavasta (1):

$$p_0 = \sigma_h = K_0 \left(\int_0^z \gamma dz + q - u \right) + u = K_0 [\sigma'_z(z) + q] + u \quad (1)$$

missä

K_0	lepopainekerroin
γ	maakerroksen kokonaistilavuuspaino (vedellä kyllästynyt)
q	pintakuorma seinän takana
u	huokosvedenpaine
$\sigma'_z(z)$	tehokas pystyjännitys maapohjassa syvyydellä z

Laskenta tehdään maakerroksittain ja myös pohjavedenpintaa käsitellään kerrosrajana.

Lepopainekerroin K_0 määritetään vaakasuoralle maanpinnalle kaavalla (2).

$$K_0 = (1 - \sin \varphi') \sqrt{OCR} \quad (2)$$

missä

φ'	maan tehokas leikkauskestävyyskulma ("kitkakulma")
OCR	ylikonsolidoitumissuhde

Kaavaa ei käytetä erittäin korkeilla OCR-arvoilla

Jos maapohja viettää seinästä ylöspäin kulmassa $\beta \leq \varphi'$ vaakatason suhteen, tehokkaan maanpaineen vaakasuuntainen komponentti $\sigma'_{h,0}$ voidaan johtaa kuormittavan maakerroksen aiheuttamasta pystysuorasta tehokkaasta paineesta q' kertomalla $K_{0,\beta}$, missä

$$K_{0,\beta} = K_0 (1 + \sin \beta) \quad (3)$$

Resultanttivoiman suunnan voidaan tällöin olettaa olevan maanpinnan suuntainen. (RIL 207 2009)

Aktiivinen maanpaine

Aktiivinen maanpaine p_a pystysuoraa seinää vastaan lasketaan kaavasta (4) (aktiivinen rajatila)

$$p_a = \sigma_a(z) = K_a \left(\int_0^z \gamma dz + q - u \right) + u - cK_{ac} \quad (4)$$

$$K_{ac} = 2 \sqrt{K_a(1 + a/c)}, \text{ rajoitettu arvoon } 2.56\sqrt{K_a} \quad (5)$$

Seinän ja maan rajapintaan muodostuva leikkausjännitys (positiivinen alaspäin suuntautuvalle liikkeelle) saadaan kaavasta (6).

$$\tau_a(z) = \sigma_a(z) \cdot \tan \delta_a + a \quad (6)$$

Passiivinen maanpaine

Passiivinen maanpaine p_p pystysuoraa seinää vastaan lasketaan kaavasta (7) (passiivinen rajatila)

$$p_p = \sigma_p(z) = K_p \left(\int_0^z \gamma dz + q - u \right) + u + cK_{pc} \quad (7)$$

$$K_{pc} = 2 \sqrt{K_p(1 + a/c)}, \text{ rajoitettu arvoon } 2.56\sqrt{K_p} \quad (8)$$

Seinän ja maan rajapintaan muodostuva leikkausjännitys (positiivinen ylöspäin suuntautuvalle liikkeelle) saadaan kaavasta (9).

$$\tau_p(z) = p(z) \cdot \tan \delta_p + a \quad (9)$$

joissa

a	adheesio (maan ja seinän välissä)
c	(maan) koheesio
K_a	vaakasuurtaisen tehokkaan aktiivisen maanpaineen kerroin

K_p	vaakasuuntaisen tehokkaan passiivisen maanpaineen kerroin
q	pystysuuntainen pintakuorma
z	etäisyys alaspäin seinän yläreunasta mitattuna
β	maanpinnan kaltevuuskulma seinän takana (ylöspäin positiivinen)
δ_a, δ_p	leikkauskestävyyskulma ("seinäkitkakulma") maapohjan ja seinän välissä aktiivi- ja passiivipuolella
γ	tuetun maan kokonaistilavuuspaino (vedellä kyllästynyt)
$\sigma_a(z)$	kokonaisjännitys kohtisuoraan seinää vastaan syvyydellä z (aktiivinen rajatila)
$\sigma_p(z)$	kokonaisjännitys kohtisuoraan seinää vastaan z (passiivinen rajatila)

Yhtälöitä (3) – (8) voidaan käyttää joko kokonaisjännitysten tai tehokkaiden jännitysten analyysissä. Laskenta tehdään maakerroksittain ja myös pohjavedenpintaa käsitellään kerrosrajana. Maan ollessa avoimissa olosuhteissa, aktiivisen ja passiivisen maanpaineen lujuusparametrit, leikkauskestävyyskulma ϕ' ja koheesio c' , tulee olla määritetty tehokkaina. Maan ollessa suljetuissa olosuhteissa, $K_a = K_p = 1$ ja $c = c_u$, suljettu leikkauslujuus. (RIL 207 2009)

Maanpaineen vaikutussuunta ja suuruus riippuvat rakenteen muodosta ja tukirakenteen ja maan välisestä leikkauskestävyydestä (ts. seinäkitkasta.) Karkearakeisilla mailla ja moreenimailla seinäkitka pienentää aktiivipainetta ja suurentaa passiivipainetta (yhtälöt (6) ja (9)). Aktiivipaineen suunta on yleensä vinosti alaspäin ja passiivipaineen vinosti ylöspäin. Tukirakenteen ja maan välisen leikkauskestävyyskulman suuruus riippuu maan sisäisestä kitkakulmasta ja tukirakenteen materiaalista. Taulukossa 5 on esitetty leikkauskestävyyskulman arvoja eri tukiseinä-materiaaleille. (RIL 181 1989)

Taulukko 5. Leikkauskestävyyskulman arvoja eri tukimateriaaleille (RIL 181 1989)

Tukiseinä-materiaali	Maan ja seinän välinen leikkauskestävyyskulma	
	δ_a	δ_p
Betoni	$3/4 \phi$	$1/2 \phi$
Teräs	$2/3 \phi$	$1/2 \phi$

Eurokoodin osassa 7 annetut arvot poikkeavat hieman rakennuskaivanto-ohjeen arvoista. Eurokoodin mukaan sora tai hiekka materiaaleja tukevalle betoni- tai teräsponttiseinälle voidaan olettaa rakenteen ja maan välisen leikkauskestävyyskulman olevan korkeintaan $2/3\varphi$. Maata vasten valetulle betonille voidaan käyttää arvoa 1.0φ . Arvot koskevat sekä aktiivi- että passiivipuolta. Maan ja seinän välisen kosketuspinnan mitoitusparametriä määritettäessä on kuitenkin huomioitava, ettei passiivipuolen seinäkitkan pystykomponentti voi olla suurempi kuin aktiivipuolen pystykomponentin ja ankkuroinnin pystykomponentin summa. (RIL 207 2009)

Maanpaineiden laskennassa käytettävän adheesion suuruudesta on esitetty arvoja putkikaivanto-ohjeessa. Sen mukaan mobilisaatioaste seinän ja koheesiomaan välissä voi noin kuukauden odotusajan jälkeen olla korkeintaan 0.7. Eurokoodin osassa 7 ei ole otettu kantaa adheesion suuruudelle. (RIL 194 1992, Vepsäläinen 2009)

Suosittelavia arvoja leikkauskestävyyskulmalle ja adheesiolle eri seinätyypeille on esitetty taulukossa 6.

Taulukko 6. Suositeltavia ”seinäkitkan” ja adheesion arvoja. (IPT Oy 1989)

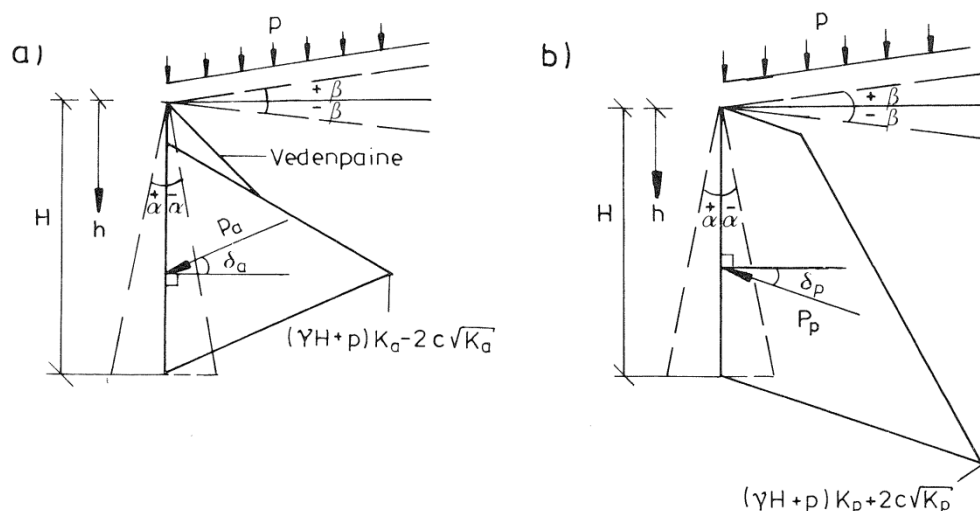
	Teräspontti-seinä	Kaivinpääluseinä	Suihkupaaluseinä	Kaivanto-seinä
”Seinäkitka”	$1/2 \varphi$	φ	φ	$1/2 \varphi$
Adheesio	$1/2 c_u$	c_u	c_u	$2/3 c_u$

Maanpaine kertoimet

Maanpaine kertoimet K_a ja K_p voidaan määrittää Coulombin teorian mukaan kaavalla (10). (RIL 181 1989)

$$K_a, K_p = \frac{\cos^2(\varphi \pm \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta_a - \alpha) \left[1 \pm \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta_a) \sin(\varphi \mp \beta)}{\cos(\delta_a - \alpha) \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (10)$$

Kaavassa käytettävien kulmien merkitys ja etumerkit selviävät kuvasta 3.



Kuva 3. Maanpainekertoimien laskemiseksi tarvittavien kulmien merkitys ja merkit a) aktiiviselle maanpaineele ja b) passiiviselle maanpaineele. (RIL 181 1989)

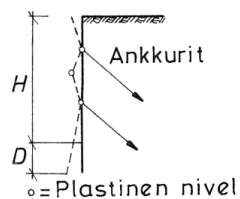
Käytettäessä Coulombin teoriaa maanpainekertoimien määrittämiseksi voidaan seinäkitkakulman arvona passiivipuolella käyttää korkeintaan arvoa $1/2\varphi$. Tätä suuremmilla arvoilla saattaa passiivipaine kasvaa epärealistisen suureksi. (RIL 207 2009)

Vaihtoehtoisesti maanpainekertoimet voidaan määrittää Eurokoodi 7 liitteen C1 käyrästöillä tai liitteen C2 analyttisellä menetelmällä.

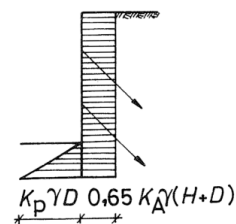
3.2.4 Maanpaineiden jakautuminen

Syvässä kaivannoissa tukiseinät tehdään usein usealta (≥ 2) tasolta tuettuina. Suoritetujen mittausten perusteella on havaittu, ettei maanpaine näissä tapauksissa jakaudu klassisen maanpaineteorian mukaisesti. Mittausten mukaan paine seinän yläosassa on suurempi ja alaosassa pienempi kuin klassisen teorian mukaan. Tämän vuoksi usealta tasolta tuettujen seinien käsinlaskennassa voidaan käyttää erilaisia kokemusperäisiä maanpaineen tasoitusmenettelyjä. Kuvassa 4 on esitetty esimerkki kokemusperäisistä maanpainejakaumista. Käytännössä usealta tasolta tuetut tukiseinien mitoitus tapahtuu jousimalleihin perustuvilla ohjelmilla tai FEM-ohjelmilla. (Korhonen et al 1986)

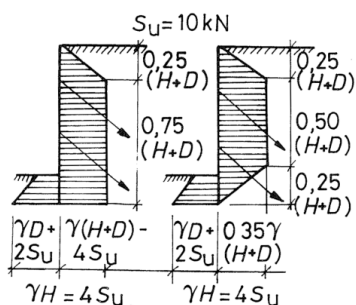
a) Murtumismekanismi



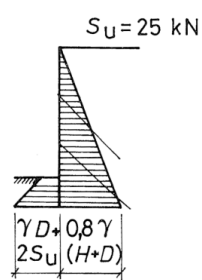
b) Kitkamaa, väliaikainen ja pysyvä rakenne



c) Koheesioma, väliaikainen rakenne



d) Koheesioma, pysyvä rakenne



Kuva 4. Kokemusperäisiä maanpainejakaumia. (Korhonen et al 1986)

3.3 Vedenpaine

Pohjavedenpinnan alapuolella maanpainheet lasketaan käyttäen maakerrosten tehokkaita tilavuuspainoja. Tällöin vedenpaine otetaan erikseen huomioon. Maan tehokas tilavuuspaino pohjavedenpinnan alapuolella lasketaan kaavasta (11) (RIL 181 1989)

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w \quad (11)$$

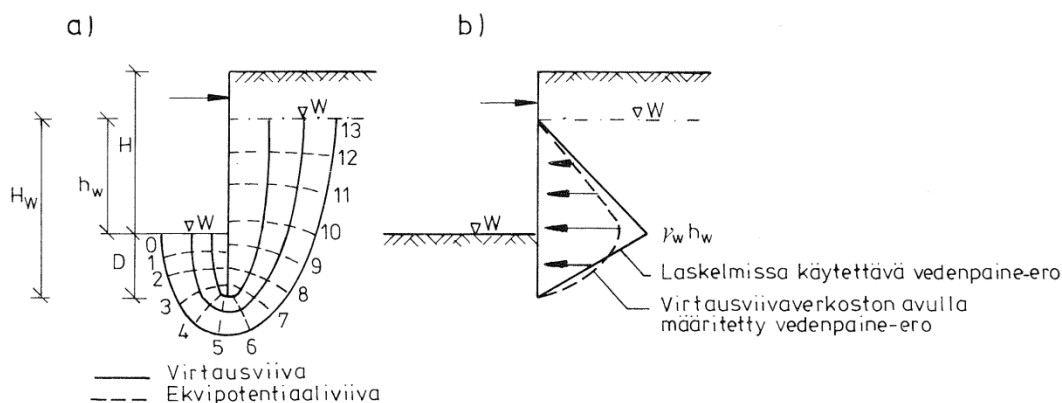
missä,

γ_{sat} vedellä kyllästyneen maan tilavuuspaino

γ_w veden tilavuuspaino ($\sim 10 \text{ kN/m}^3$)

Kun vedenpintojen korkeusero seinän eri puolilla on pieni, ja virtausta seinän ali ei esiinny, oletetaan laskelmissa tukiseinään kohdistuvan hydrostaattisesta vedenpaineesta johtuva paine-ero, (esim. koheesiomaat suljetuissa olosuhteissa). (RIL 181 1989)

Jos maa on hyvin vettä läpäisevää ja seinän ali tapahtuu virtausta, resultantti muuttuu olennaisesti erityisesti seinän alaosan alueella. Virtauspainetta laskettaessa on myös aina tarkistettava kaivannon pohjan hydraulinen murtuminen. Tuki-seinään kohdistuva vedenpaine-ero virtaustilassa on esitetty kuvassa (5). (RIL 181 1989)



Kuva 5. Vedenpaine-ero virtaustilassa. a) virtausviivaverkosto ja b) laskelmissa käytettävä vedenpaine-ero. (RIL 181 1989)

Pohjaveden virtauksen vaikutus maan tehokkaaseen tilavuuspainoon voidaan laskea hydraulisen gradientin avulla kaavoilla (12) ja (13) (RIL 181 1989).

$$\gamma_a' = \gamma' + i_a \gamma_w \quad (12)$$

$$\gamma_p' = \gamma' - i_p \gamma_w \quad (13)$$

missä,

γ_a' ja γ_p' maan tehokkaat tilavuuspainot aktiivi- ja passiivipuolilla

γ_w veden tilavuuspaino ($\sim 10 \text{ kN/m}^3$)

Kaavoissa esiintyvät hydrauliset gradientit i_a ja i_p lasketaan kaavoilla (14) ja (15).

$$i_a = \frac{0.7h_w}{H_w + \sqrt{H_w D}} \quad (14)$$

$$i_p = \frac{0.7h_w}{D + \sqrt{H_w D}} \quad (15)$$

Merkinnät kuvan 5 mukaan.

Vapaan veden ja pohjaveden pintojen tasot tulee valita rakennuspaikalla vallitsevien hydrologisten ja hydrogeologisten olosuhteiden perusteella. Lisäksi vedenpaineita määritettäessä tulee ottaa huomioon vedenpinnan tasojen paikalliset ja ajalliset vaihtelut. (RIL 207 2009)

3.4 Muut kuormat

Muita maanpaineisiin rakenteisiin kohdistuvia kuormia ovat mm. erilaiset perustus-, liikenne- ja työkonekuormat sekä törmäyskuormat. Pysyviin maanpaineisiin rakenteisiin vaikuttaa usein myös pystykuormia, jotka tulee huomioida rakennetta mitoitettaessa. Edellä mainituiden lisäksi tulee ottaa huomioon maan tiivistämisestä, tärinästä sekä mahdollisesta routimisesta aiheutuvat paineenlisäykset. (Rantamäki & Tammirinne 1996)

Maanpinnalla vaikuttavat pintakuormat kuten liikenne- ja työkonekuormat sekä pysyvät ja hyötykuormat rakenteista otetaan huomioon maanpaineita laskettaessa. Tiivistyksen ja tärinän vaikutusta maanpaineeseen on käsitelty lyhyesti kappaleessa 8.5.6. Tarkempaa tarkastelua varten, niiden vaikutusta voidaan arvioida esim. rakennuskaivanto-ohjeessa esitetyillä kaavoilla ja mitatuilla arvoilla.

Erilaisia törmäyskuormia määritettäessä voidaan huomioida maan moninkertainen jäykkyys ja lujuus erityisen lyhytkestoisilla kuormituksilla. Tällaisissa tilanteissa maan- ja pohjavedenpaineet eivät ehdi aina vaikuttaa samanaikaisesti lyhytaikaisen sysäyskuormituksen kanssa. (RIL 121 2004)

4 SYVISSÄ KAIVANNOISSA KÄYTETYT SEINÄRAKENTEET

4.1 Teräsponttiseinät

4.1.1 Yleistä

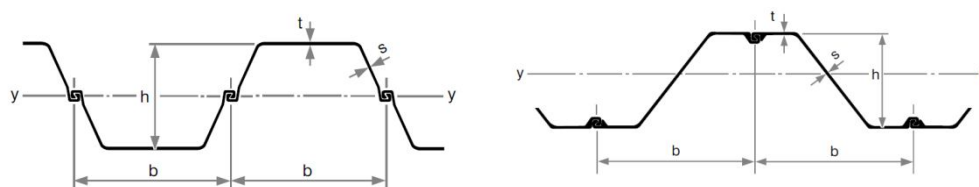
Teräsponttiseinä on yleismaailmallisesti käytettyin laajojen ja syvien kaivantojen tukiseinätyyppi. Teräsponttiseinät soveltuvat sekä kaivantojen työnaikaiseen että pysyvään tukemiseen, ja niitä voidaan käyttää lähes kaikissa maakerrostumissa. Ongelmia saattaa esiintyä lähinnä tiiviissä tai kivisessä moreenissa tai tiiviissä karkearakeisissa maakerroksissa. Lyömällä ponttit saadaan tunkeutumaan syvyyteen, jossa painokairausvastus on luokkaa 400...500 pk/m. (RIL 181 1989). Nykyisin asennuksessa käytetyillä tehokkailla ja varioivilla ponttivibroilla pontti saadaan kuitenkin tunkeutumaan myös hyvin tiiviisiin maakerroksiin.

Käytetyt ponttiprofiilit voidaan ryhmitellä painon ja taivutusvastuksen perusteella keveisiin, raskaisiin ja erikoisprofiileihin sekä putkiponttiprofiileihin, joista syvissä kaivannoissa kyseeseen tulevat lähinnä kolme viimeistä.

4.1.2 Ponttiprofiilit

Raskaat ponttiprofiilit

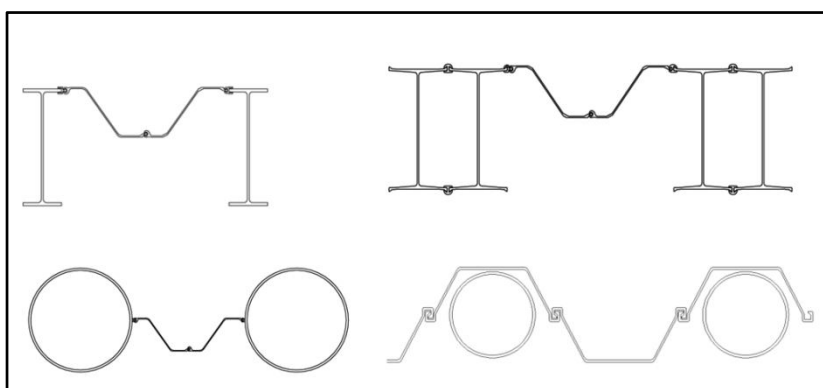
Raskaat teräsponttiprofiilit ovat yleensä joko Z- tai U-tyyppiä. Profiilit on suunniteltu ponttiin lyötäväksi. Z-profiilien ponttilukko sijaitsee paarteessa ja U-profiileissa uumalevyssä seinän neutraaliakselilla (kuva 6). Lukituskohdan sijainti vaikuttaa ponttien väliseen staattiseen yhteistoimintaan, joka on huomioitava seinän vastusmomentin mitoituksessa. Suomessa käytetyt profiilit ovat yleensä U-profiileja. (Hakulinen 2003, RIL 181 1989)



Kuva 6. Raskaat ponttiprofiilit (ArcelorMittal 2010)

Erikoisponttiprofiilit

Erikoisponttiprofiilit ovat taivutusvastukseltaan jäykimpiä ponttiprofiileja. Ne ovat yleensä laatikkomaisia I- tai H-profiileja. Tällaisia profiileja käytetään yleensä erittäin syvien kaivantojen työnaikaisina tai pysyvinä maanpaineseininä. Niitä voidaan käyttää joko pelkästään tai niiden välissä voidaan käyttää Z- tai U-profiileja jolloin kyseessä on ns. combi-seinä. Kuvassa 7 on esitetty erilaisia erikoisponttiprofiileja ja combi-seinärakenteita. (Hakulinen 2003, RIL 181 1989)

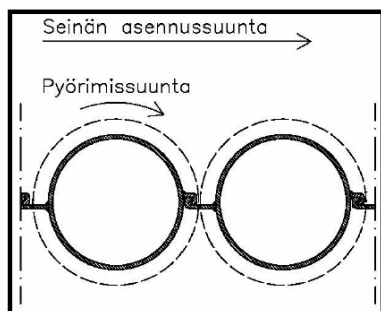


Kuva 7. Erikoisponttiprofiileja ja combi-seinärakenteita. (ArcelorMittal 2010)

Putkiponttiprofiilit

Putkiponttiseinät koostuvat teräsputkipaaluista, joiden kylkeen on hitsattu ponttilukko. Putkiponttiseiniä käytetään erittäin syvien kaivantojen tukiseinäinä sekä erityisesti rantalaiturien pysyvinä rakenteina. Putkiponttien etuina ovat suuri taivutuskapasiteetti ja sekä niiden kyky kestää huomattavia pystykuormia. Putkipaalutukiseiniä voidaan myös lyödä tiiviiseen moreeniin. (Hakulinen 2003)

Putkipaaluseinä voidaan asentaa myös poraamalla putket maahan. Poraamalla asennettavaa putkipaaluseinää voidaan käyttää kivisessä ja lohkareisessa maaperässä ja seinän suunniteltu tavoitetaso, tavallisesti kallio, saavutetaan helposti. Lisäksi putkipaalujen alapää on mahdollista porata kallioon, jolloin erillisiä kalliotappeja tai juuripalkkeja ei tarvita. Menetelmää voidaan käyttää myös tärinäherkissä ympäristöissä joihin perinteinen lyötävä putkipontti ei sovellu. Kuvassa 8 on esitetty porattavan rd-paaluseinän periaate. (Ruukki 2010)



Kuva 8. Ruukin RD-paaluseinä. (Ruukki 2010)

Combi-seinä

Combi-seinä rakennetaan yhdistelemällä erilaisia ponttiprofiileja. Tavallisesti seinä muodostuu I-, H- tai putkiprofiileista sekä niiden väliin sijoitetuista U- tai Z-profiileista. Esimerkkejä combi-seinän rakenteesta on esitetty kuvassa 7. Tavallisia käyttökohteita combi-seinille ovat erilaiset vesirakenteet, joissa syvyysvaatimukset estävät perinteisten ponttiseinien käytön. Combi-rakenteilla saavutetaan erittäin jäykkiä seinärakenteita jotka pystyvät myös siirtämään pystykuormia maaperään. (Hakulinen 2003)

4.1.3 Ominaisuuksia

Teräspontteja on saatavilla useita eri kokoja ja tyyppejä sekä eri teräslaatuja. Lukoon lyötynä pontit muodostavat melko tiiviin seinärakenteen. Yleensä pontteja ei saada tunkeutumaan tiivistä kalliota asti, jolloin seinän alaosan tiiviys on varmistettava injektoinnilla tai sisäpuolelle valettavalla juuripalkilla. (Korhonen et al 1986)

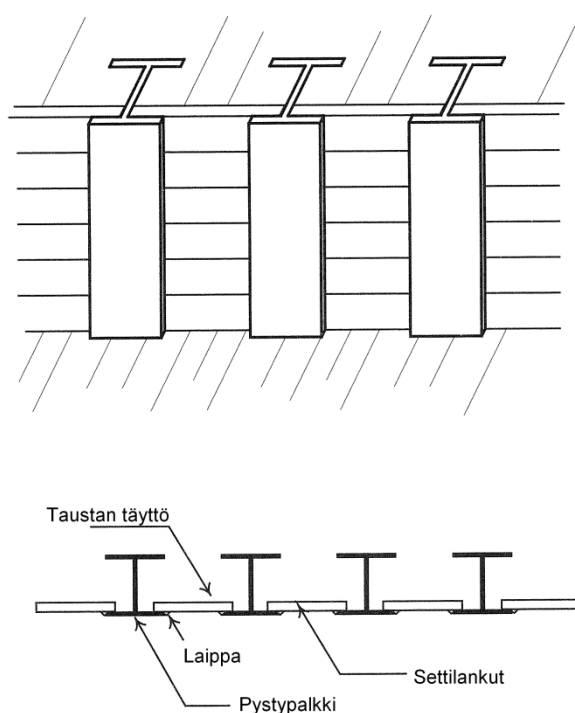
Työnaikaisissa rakenteissa teräspontteja voidaan käyttää uudestaan, yleensä lankuja joudutaan kuitenkin kunnostamaan käyttökertojen välillä. Kunnostaminen helpottaa lyöntityötä ja parantaa seinän laatua. Työnaikaisissa rakenteissa käytetään tavallisesti U-profiilin pontteja. (Korhonen et al 1986)

Käytettäessä teräspontteja pysyvien rakenteiden maanpaineiseinä tulee huomioida seinärakenteen korroosiosuojaus. Korroosiosuojaus hoidetaan käytännössä teräsrakenteen ainevahvuutta lisäämällä. Vaihtoehtoisesti rakenne voidaan suunnitella esim. teräsponttiseinän ja paikallavaletun teräsbetoniseinän kombinaationa, jolloin teräsbetoniseinä toimii korroosiosuojana maanpaineiseinän sisäpuolella.

Pysyvissä putkipontti- ja combi-seinärakenteissa voidaan hyödyntää liittorakenteita täyttämällä suljetut teräsprofiilit betonilla siten, että riittävä tartunta yhteistoiminnan varmistamiseksi saavutetaan. (Hakulinen 2003)

4.2 Settiseinät

Settiseinää käytetään sekä matalien että syvien kaivantojen työnaikaiseen tukemiseen pääasiassa kitkamaissa. Settiseinä muodostuu maahan pystysuoraan asennettavista pystypalkeista sekä niiden väliin asennettavista settilankuista. Pystypalkit upotetaan maahan yleensä 1...4m välein. Pystykannattajat ovat yleensä leveälaipaisia I- tai U-profiileja ja settilankkuina käytetään puulankkuja, teräsprofiileja tai teräsbetonelementtejä. Erikoistapauksissa settilankkujen tilalla voidaan käyttää paikalla valettua ruiskubetoniseinää. Kuvassa 9 on esitetty settiseinätuennan periaate. (Korhonen et al 1986)



Kuva 9. Settiseinän rakenne. (Ou 2006)

Settiseinä ei ole vesitiivis, joten syvissä kaivannoissa joudutaan usein suorittamaan pohjaveden alennus. Settiseinän rakentamistavasta johtuen seinän taakse jää

aina jossain määrin tyhjää tilaa, mikä voi aiheuttaa suuriakin painumia ympäristössä. Tämän vuoksi settiseinä ei yleensä ole vaihtoehtona hyvin vaativien kaivantojen tukiseinä. (RIL 181 1989)

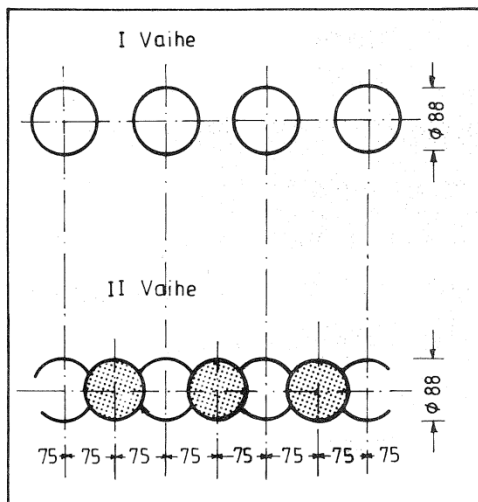
4.3 Patoseinät

Patoseinillä tarkoitetaan betonista tai teräsbetonista rakennettua tukiseinää, joka valetaan maan sisään ennen varsinaista kaivannon kaivua. Patoseinää käytetään tavallisesti erittäin syvissä kaivannoissa tai kun tukiseinän tulee olla vesitiivis. Patoseinät ulotetaan yleensä kallioon ja niiden tekeminen muodostuu yleensä kannattavaksi vain, jos seinää voidaan käyttää osana pysyvää rakennetta. (Korhonen et al 1986)

Patoseinät ovat tavallisesti erittäin jäykkiä ja vesitiiviitä rakenteita minkä vuoksi ne aiheuttavat vain vähän siirtymiä ympäristöön. Siirtymien ja painumien suuruuteen vaikuttaa oleellisesti myös seinän rakentamisen työtap. Vähäisten ympäristövaikutusten vuoksi patoseinät soveltuvat hyvin rakennetun ympäristön syvien kaivantojen tukiseiniksi. (Rantamäki & Tammirinne 1996)

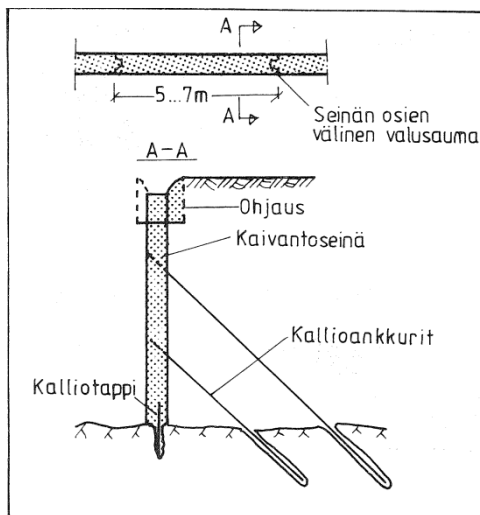
Patoseinät jaetaan työtavan perusteella paaluseiniin ja kaivantoseiniin.

Paaluseinä muodostuu maan sisään vierekkäin tehdyistä ja osittain toisiaan leikkaavista kaivinpaaluista. Paalujen halkaisija on tavallisesti 0,7...1,2m ja vierekkäisten paalujen k/k-etäisyys n. 0,7 kertaa paalun halkaisija. Ensimmäisessä vaiheessa tulevalle seinälinjalle tehdään joka toinen paalu raudoittamattomana. Toisessa vaiheessa raudoittamattomien paalujen väliin tehdään niitä leikkaavat raudoitetut paalut, jolloin muodostuu yhtenäinen tiivis paaluseinä. Mikäli seinällä ei ole vesitiiviysvaatimuksia se voidaan tehdä myös siten, että paalut ainoastaan sivuavat toisiaan. Tällöin kaikki paalut raudoitetaan. Paaluseinän työjärjestys on esitetty kuvassa 10. (Korhonen et al 1986, Rantamäki & Tammirinne 1996)



Kuva 10. Kaivinpaaluseinän työjärjestys (Korhonen et al 1986)

Kaivantoseinät muodostuvat maan sisään yksi kerrallaan valetuista teräsbetonipaneleista joiden pituus on 4...7m ja paksuus 0,6...1 m. Kaivu suoritetaan erityisellä kahmarikauhalla maanpinnalla sijaitsevien ohjauspalkkien läpi. Kaivanto pidetään avoinna työnaikaisesti bentoniittilietteellä, joka stabiloi kaivannon seinämät. Yksi kerrallaan kaivettavat seinäosat saumautuvat toisiinsa ponttiliitoksen tapaan, millä saavutetaan rakenteen vesitiiveys. Kaivantoseinän rakenne on esitetty kuvassa 11. (Korhonen et al 1986)



Kuva 11. Kaivantoseinän rakenne. (Korhonen et al 1986)

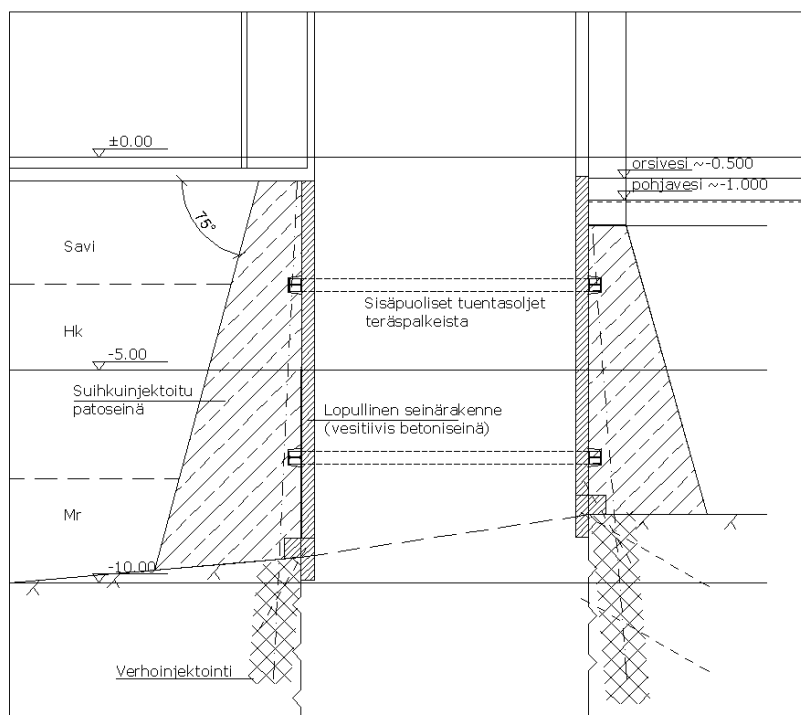
4.4 Suihkuinjektointiseinät

Suihkuinjektointi on Japanissa 1970-luvulla kehitetty maa-aineksen ja vesi-sementtisuspension sekoitusmenetelmä. Suihkuinjektoinnissa poratangot ulotetaan haluttuun syvyyteen, jonka jälkeen niitä pyöritetään ja nostetaan tasaisella nopeudella samalla suihkuttaen maaperää voimakkaalla vesi-sementtisuspensiosuihkulla. Suihku läpäisee maaperän ja saa aikaan tasaisen maa-aineksen ja suspension sekoituksen, mistä muodostuu kovettuessaan suihkupaalu. Injektoimalla paaluja vierekkäin saadaan aikaan seinämäinen rakenne ja tavoiteltaessa vesitiivistä rakennetta voidaan paalut injektoida toisiaan leikkaavina. Suihkupaalun läpimitta on tavallisesti 600...1200mm ja suurimmillaan se voi olla jopa 2000mm. Valmistaa rakennetta voidaan pitää raudoittamattomana betonirakenteena. (Finnsementti 2003)

Suihkuinjektointimenetelmää voidaan käyttää tukiseinien tekemiseen esimerkiksi tilanteissa, joissa normaalin menetelmän käyttö olisi tilanpuutteen takia mahdotonta tai aiheuttaisi ongelmia tärinän ja kuormien muodossa. Suihkupaalujen taivutus- ja vetokestävyys on raudoittamattomana varsin pieni. Suihkupaaluseinä toimiikin yleensä joko työnaikaisena rakenteena tai pysyvänä rakenteena yhdessä jonkun muun paalutyypin tai seinän kanssa. (Finnsementti 2003)

Suihkupaaluseinän momentti- ja taivutuskestävyyttä voidaan lisätä asentamalla suihkupaaluun teräksiset I- tai H-profiilit pystypalkeiksi ennen sementin ja maan sekoituksen kovettumista (Klein 2005).

Kuvassa 12 on esitetty esimerkki suihkuinjektoidun seinän käytöstä työnaikaisena tukiseinänä ennen lopullisen maanpaineseinärakenteen rakentamista



Kuva 12. Suihkuinjektoitu pystykuilun tukiseinä. (FCG Oy 2008)

4.5 CFA-paaluseinä

CFA-paalut (Continuous Flight Auger) tehdään poraamalla reikä haluttuun syvyyteen käyttämällä onttorunkoista jatkuvakierteistä kairaa. Kun haluttu syvyys on saavutettu, kairan onton varren läpi pumpataan betonia paalun alapäähän. Samalla kun betonia pumpataan, kierrekairaa nostetaan tasaisella nopeudella jolloin maaines poistuu reiästä ja tilalle muodostuu maanpintaan asti jatkuva betoninen paalu. Ennen betonin kovettumista reikään asennetaan raudoituselementti tai esim. teräksinen H-profiili. Paaluseinä muodostuu näin tehtävistä paaluista, jotka joko sivuavat tai leikkaavat toisiaan. Tavallisesti vain joka toinen paalu raudoitetaan. Menetelmä soveltuu useimmille maalajeille ja sen avulla voidaan valmistaa myös vesitiiviitä seinärakenteita ympäristöltään herkille alueille. (Skanska 2008)

4.6 Seinätyypin valintaperusteet

Kaivannon seinätyypin valintaan vaikuttaa monia tekijöitä. Tällaisia valintaperusteita ovat mm. kaivannon syvyys, pohjaolosuhteet, pohjaveden esiintyminen, viereiset rakennukset ja rakenteet, työmaan ja kaivannon koko, rakentamisen aikatau-

lu sekä kustannukset. Seinän tuentatavan valinta taas riippuu suuresti seinätyypistä sekä kaivumenetelmästä. Eri tukiseinätyyppien käyttömahdollisuuksia erilaisissa olosuhteissa on tarkasteltu taulukossa 7. (Ou 2006)

Näistä valintaperusteista yksittäinenkin vaatimus, esimerkiksi vesitiiveys voi määrittää kaivannon seinätyypin ja tuentatavan. Lisäksi on otettava huomioon että seinä voi toimia myös pysyvänä tukirakenteena tai esimerkiksi betonin valumuotina. Tärkeimpänä valintaperusteena on yleensä kuitenkin seinän kustannukset, jolloin kustannuksia tulee tarkastella koko hankkeen kustannusten näkökulmasta. (Rantamäki & Tammirinne 1996)

Taulukko 7. Tukiseinien soveltuvuus ja ominaisuudet eri olosuhteissa. (Ou 2006, Hakulinen 2003)

Seinätyyppi	Maaperä			Vestitiiviyys ja jäykkyys		Rakennuspaikka ja ympäristö			Kaivannon syvyys	Rakentamisaika ja kestoikä			Osana lopullista perustusrakennetta	Kustannukset
	Pehmeä savi	Kiinteä hiekka	Kivinen sora	Vestitiivieyys	Jäykkyys	Melu ja tärinä	Ympäristön päänumat	Työtilat		Pysyvä seinä	Tilap.seinä	Rakennusaika		
Settiseinä	×	○	○ ¹	×	×	× ²	×	×	○	×	⊙	⊙	×	⊙
Teräsponttiseinä	⊙	⊙	×	○	×	× ²	○	×	○	○ ³	⊙	⊙	○	⊙
Combi-seinä	⊙	⊙	×	○	○	× ²	○	×	⊙	⊙ ³	×	⊙	⊙	○
Putkiponttiseinä	⊙	⊙	○ ⁴	○	○	× ²	○	○	⊙	⊙ ³	×	⊙	⊙	○
Suihkupaaluseinä	○	⊙	○	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙	×	○	○	○	⊙	○
Kaivinpaaluseinä	⊙	⊙	○	⊙	⊙	⊙	⊙	×	⊙	⊙	×	×	⊙	×
Kaivantoseinä	⊙	⊙	○	⊙	⊙	⊙	⊙	×	⊙	⊙	×	×	⊙	×

⊙: soveltuu hyvin ○: voidaan joskus käyttää ×: ei tavallisesti sovellu käytettäväksi

1. Käytettäessä erikoispora- ja lyöntikalustoa
2. Melua ja tärinää voidaan vähentää käyttämällä erikoiskalustoa
3. Korroosiovara huomioitava
4. Porapaaluseinä

Taulukon 7 yhtenä valintaperusteena on maanpaineseinän jäykkyys. Seinän jäykkyydellä on vaikutuksia seinän siirtymiin ja soveltuvuuteen tiettyihin pohjaolosuhteisiin. Taulukkoon 8 on kerätty joidenkin seinätyyppien jäykkyysominaisuuksia. Taulukon viimeisessä sarakkeessa on esitetty seinätyypin suhteellinen jäykkyys, jonka avulla voidaan verrata seinätyyppien välisiä muodonmuutoseroja samoissa rakentamisolosuhteissa. Esimerkiksi L603 teräsponttiseinän muodonmuutos on 5.71 (4.0/0.7) kertaa suurempi kuin 50cm paksun kaivantoseinän. (Ou 2006)

Taulukko 8. Seinätyyppien jäykkyyksiä. (Ou 2006)

Seinätyyppi	Tyyppi ja mitat	E [MN/m ²]	I [cm ⁴ /m]	EI [kNm ² /m]	Suhteellinen jäykkyys
Settipalkki k/k 1,0m	HEB 300	2.10×10^5	25170	52857	1.0
	HEB 360	2.10×10^5	43190	90699	1.7
Teräspontti	L603	2.10×10^5	18600	39060	0.7
	L605	2.10×10^5	42370	88977	1.7
Kaivinpaalu	Ø30cm	2.06×10^4	132500	27295	0.5
	Ø80cm	2.06×10^4	2513300	517740	9.8
Suihkupaalu	Ø80cm	1.5×10^4	2010619	301592	5.7
Kaivantoseinä	B=50cm	2.06×10^4	1041700	214590	4.0
	B=100cm	2.06×10^4	8333300	1716660	32.5

5 TUENTATAVAT JA RAKENTEET

5.1 Yleistä

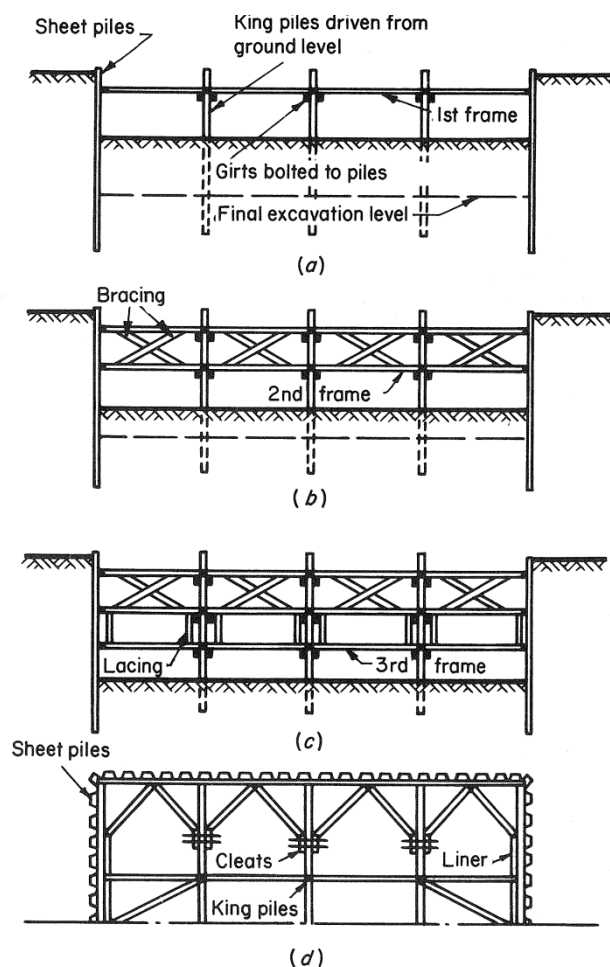
Tukiseinään kohdistuvat vaakakuormat voidaan ottaa vastaan joko seinän sisäpuolisilla tukirakenteilla tai seinän ulkopuolelle tehtävillä rakenteilla tai käyttämällä näiden yhdistelmiä. Tukiseinän tukirakenteisiin kuuluvat sekä seinän suuntaiset vaakajuoksut että kohtisuoraan tai vinosti tukiseinää tukevat rakenteet kuten soljet ja ankkurit. Lisäksi tukirakenteisiin kuuluvat tukiseinän alapään tuentaratkaisut.

Tukiseinärakenteen tuentatavan valintaan vaikuttavat yleensä kaivannon koko, vallitsevat pohjasuhteet ja ympäristötekijät. Lisäksi tuentatavan valinnassa tulee huomioida käytettävissä oleva työtila sekä rakentamisjärjestys. (Korhonen et al 1986)

5.2 Sisäpuoliset tuentamenetelmät

Sisäpuolisessa tuennassa yleisimmin käytettyjä ovat vastakkaisiin seiniin tukeutuvat vaakatuett. Syvissä kaivannoissa, missä vaakavoimat muodostuvat yleensä melko suuriksi, käytetään yleensä teräsprofiilirakenteita. Pienialaisissa kaivannoissa tukirakenteet voidaan rakentaa niin jäykiksi, että ne toimivat kehärakenteena. Näin vältetään kaivannon keskialueelle tulevat tukirakenteet. Suurempien kaivantojen sisäpuolisten tukirakenteiden mitoituksessa tulee huomioida mahdollinen nurjahdusvaara ja varmistaa ettei tukiin kohdistu sellaisia taivutusrasituksia, mitä ei ole mitoituksessa huomioitu. (Hartikainen & Kleemola 1974)

Tukiseinien kulmakohdissa on edullisinta käyttää sisäpuolisia kulmatukia ulkopuolisen tuennan sijasta. Esimerkkejä kaivannon sisäpuolisesta tuennasta on esitetty kuvassa 13.



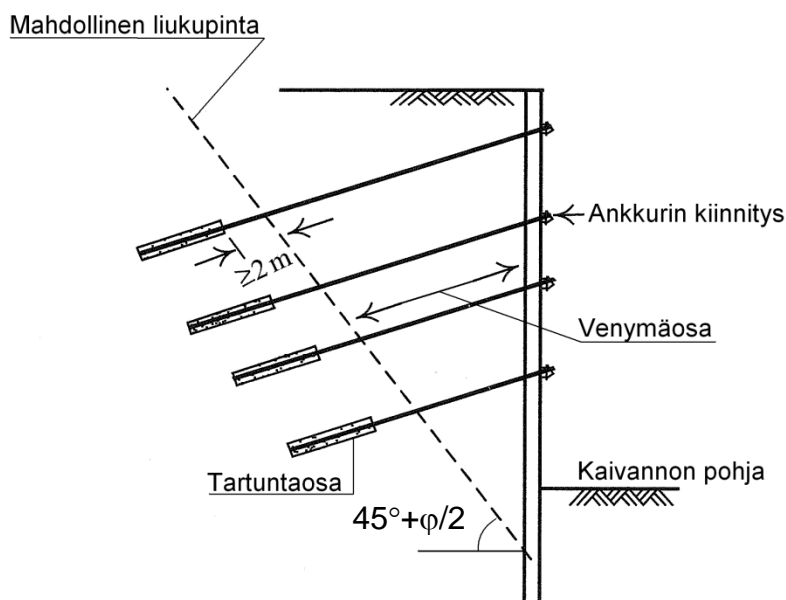
Kuva 13. Kaivannon sisäpuolisia tuentaratkaisuja. (Tomlinson 1986)

Joissain tilanteissa on mahdollista valita kaivujärjestys ja sisäpuolisten rakenteiden työjärjestys siten, että tukiseinät voidaan tukea valmiisiin rakenteisiin kuten tulevan rakennuksen lattialaatastoihin. (Hartikainen & Kleemola 1974)

Yksi edellä mainitun sisäpuolisen tuennan sovelluksista on ns. top-down-menetelmä. Menetelmässä asennetaan ensin kaivannon tukiseinät sekä tarvittavat pystypilarit kaivannon sisäpuolelle. Tukiseinät jäävät yleensä myös lopullisen rakenteen maanpaineseiniksi. Tämän jälkeen valetaan lähinnä maanpintaa olevan kerroksen laatasto, jolla saavutetaan tarvittava jäykkyys rakenteelle. Ylimmän kerroksen laatan saavutettua tarvittava lujuus jatketaan kaivua alaspäin kerros kerrokselta. Rakennettavien kerrosten laattoihin jätetään tarvittavat aukot, joista kaivumaiden poisto voidaan suorittaa. Kerrosten laatastot tukeutuvat etukäteen rakennettuihin pilareihin sekä tukiseiniin. (Deep Excavations 2010)

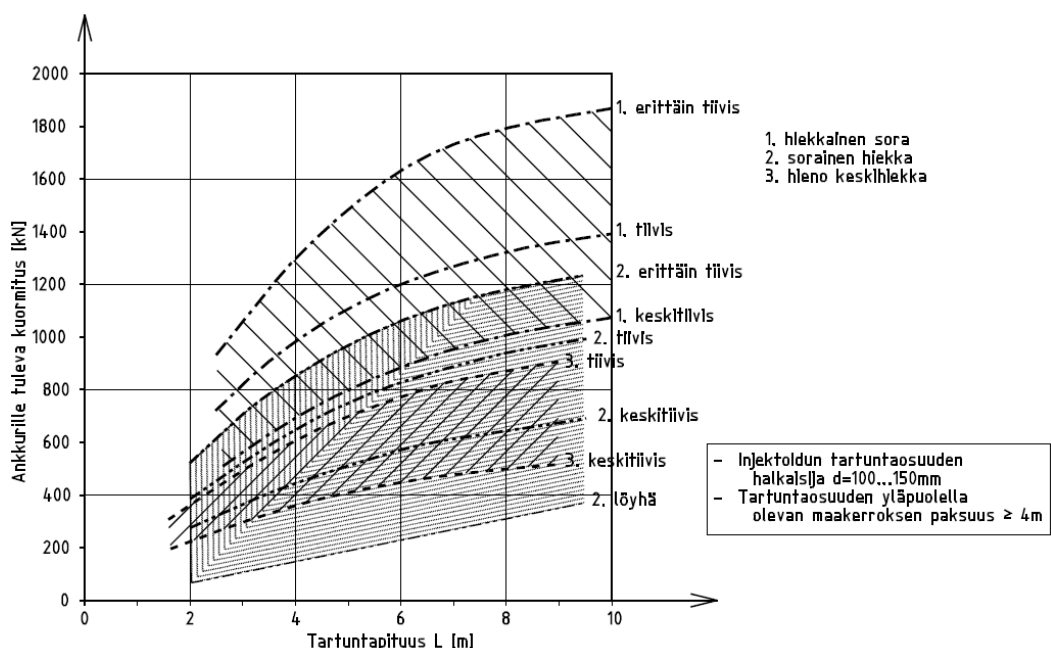
5.3 Ulkopuoliset ankkurit

Laajoissa ja syvissä kaivannoissa tuenta joudutaan usein tekemään ulkopuolisella ankkuroinnilla. Usealta tasolta tuetuissa seinissä tämä tarkoittaa yleensä injektoidulla maahan tai kallioon kiinnitettyjä ankkureita. Ankkurit tehdään yleisimmin porakonekairauksen avulla poraamalla maahan alaspäin suuntautuvia reikiä, jotka ulotetaan riittävän pitkälle matkalle maaperään tai kallioon, jotta tarvittava tartuntalujuus injektoinnilla saavutetaan. Maa- ja kallioankkureissa käytetään yleisesti esijännitysteräksiä, vetotankoja tai vaijereita. Käyttämällä esijännitetyissä ankkureissa korkealujuuksia teräslaatuja, pystytään ankkureiden läpimitta pitämään pienenä ja näin parantamaan ankkurin venymiskykyä. Luotettava esijännitys edellyttää, että teräs venyy riittävästi. Ankkureiden kokonaispituutta määritettäessä voidaan olettaa tasaisen liukupinnan muodostuvan kaivannon pohjalta lähtien. Ankkurin tartuntaosan tulee sijaita kokonaisuudessaan tämän liukupinnan ulkopuolella kuvan 14 mukaisesti. Mikäli tukiseinä ei ulotu kallioon, ei ankkureita kannata yleensä suunnata hyvin vinoon, koska se aiheuttaa tukiseinälle suuren pystysuuntaisen kuormituksen, mikä tulee huomioida seinän kokonaisvakavuutta arvioitaessa. (Hakulinen 2003, Korhonen et al 1986)



Kuva 14. Maa-ankkureiden tartuntaosan etäisyys. (Ou 2006)

Kallioankkureille sallittu kuorma on tavallisesti huomattavasti maa-ankkureita suurempi. Kallioankkureiden sallittu kuorma on yleensä n. 500 – 2000 kN ja vastaavasti maa-ankkureilla n. 100 – 500 kN. Kallioankkureiden kapasiteetti voidaan määrittää yleensä etukäteen melko luotettavasti. Maa-ankkurin kapasiteetti riippuu suuresti pohjaolosuhteista ja sitä ei käytännössä aina lasketa vaan mitoitus perustuu kokemukseen. Maa-ankkureilta vaadittavan tartuntaosan pituutta ja kapasiteettia kitkamaassa voidaan alustavasti arvioida kuvan 15 mukaan. Kallioankkureina käytettyjen punosankkureiden sallittuja kuormituksia laskettaessa voidaan ankkurin sallittuna kuormana käyttää n. 200kN/punos. Ankkurit on yleensä helppo koe-kuormittaa, millä voidaan varmistaa ankkureiden laatu ja se että riittävä kapasiteetti on saavutettu. (Hakulinen 2003)



Kuva 15. Maa-ankkurin mitoitus (IPT Oy 1989)

Käyttöään perusteella ankkurit jaetaan tilapäisiin ja pysyviin ankkureihin. Eurokoodin suunnitteluohjeen RIL 207 2009 mukaan tilapäiseksi ankkuroinniksi katsotaan ankkurointi, jonka suunniteltu käyttöikä on alle kaksi vuotta ja pysyväksi ankkuroinniksi ankkurointi, jonka suunniteltu käyttöikä on yli kaksi vuotta. Pääasiallinen ero pysyvien ja tilapäisten ankkurien rakenteessa on korroosiosuojauksessa. Pysyvien ankkureiden korroosiosuojaus tehdään tavallisesti asentamalla

muoviputket jänneterästen ympärille ja injektoimalla terästen ja putken väli. (RIL 207 2009, Hakulinen 2003)

Tavallisesti kaikki ankkurit koevedetään. Mikäli tarvittava ankkurivoima on laskettu maaparametrien ominaisarvoista, koevetovoimana käytetään pysyvissä ankkureissa 80% ja tilapäisissä ankkureissa 50% laskettua voimaa suurempaa voimaa. Koevedon jälkeen ankkureihin jätetään sellainen jännitys, että ympäristön muodonmuutokset pysyvät mahdollisimman pieninä, mutta kuitenkin niin että siirtymät mahdollistavat mitoituksen edellyttämän maanpaineen kehittymisen. (RIL 121 2004)

Kaivannon sisäpuolisina ankkuripalkkeina käytetään sisäpuolisen tuennan tapaan tavallisesti U- tai HE-teräsprofiileja (RIL 181 1989).

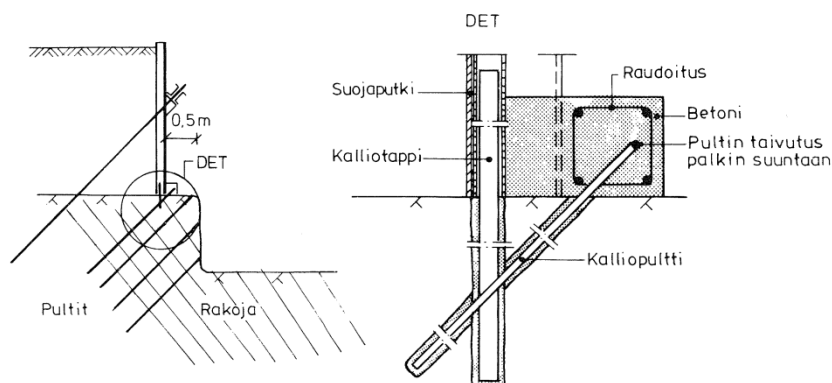
5.4 Seinän alapään tuenta

Tukiseinän alapään tuentatapaan vaikuttavat kaivannon syvyys ja pohjasuhteet. Seinän alapään jäädessä maakerrokseen kaivutason alapuolista osaa tukee maassa passiivinen maanpaine. Yleensä on edullista ulottaa tukiseinän alapää syvemmälle kuin mitä tasapainotarkastelu edellyttää, koska alapään kiinnittyminen pienentää aukkomomenttia ja näin keventää tukirakennetta. (Korhonen et al 1986)

Mikäli seinän alapää ulottuu kallioon ja riittävää tukea passiivisesta maanpaineesta ei saavuteta, tai kaivu ulotetaan kallioon, kiinnitetään alapää yleensä kallioon porattavilla kalliotapeilla. Kalliotapit ovat korkealuokkaisesta teräksestä valmistettuja tappeja, joiden halkaisija on tavallisesti 50...100mm. Tapit porataan tavallisesti 0,5..1m kallioon. Tappien toiminta edellyttää, että seinän alapää ulottuu kallion pintaan asti ja niiden hyöty on lähes mitätön, jos alapään etäisyys kallioista on yli 0,2 m. Kalliotappeja sijoitetaan usein joka toisen pontin kohdalle. (Korhonen et al 1986)

Mikäli tukiseinä ei ulotu tarpeeksi lähelle kalliota, on tukiseinän alapäähän rakennettava juuripalkki leikkausvoimien siirtämiseksi. Juuripalkilla voidaan parantaa myös seinän pysty ja vaakastabiliteettia, mikäli kaivannon pohjalla suoritetaan louhintaa. Lisäksi juuripalkki käytetään pohjavesivuotojen ehkäisemiseksi. Pysy-

viin, kallioon asti ulottuviin tukiseiniin tehdään aina juuripalkki. Kuvassa 16 on esitetty seinän alapään tukeutuminen kallioon. (RIL 181 1989)



Kuva 16. Tukiseinän alapään tuenta juuripalkilla. (RIL 181 1989)

Seinän alapäätä on mahdollista tukea myös suihkuinjektoinnilla mikäli kalliotappien tai juuripalkin käyttö ei ole mahdollista. Suihkuinjektoinnilla voidaan siirtää seinälle tulevat pystykuormitukset kallioon, mikäli alapäätä ei saada ulotettua haluttuun tasoon ja lisäksi sillä voidaan parantaa seinän alapään vesitiivyyttä. Yleensä seinän alaosan suihkuinjektointi edellyttää kuitenkin lisäänkurointia, koska suihkuinjektoinnin taivutuskestävyys on huono.

6 MONITOROINTI MENETELMÄT

6.1 Monitoroinnin tarkoitus

Maapohjan geologiset olosuhteet sisältävät aina paljon epävarmuustekijöitä. Huolellakaan tehdyt tutkimukset, analyysit ja suunnitelmat eivät pysty täysin luotettavasti kattamaan rakennuspaikan kaikkia olosuhteita. Erityisesti syvissä ja laajoissa kaivannoissa maapohjan epävarmuustekijät ovat merkittävässä roolissa, mikä lisää rakentamisen aikaisen monitoroinnin tarpeellisuutta. Lisäksi tällaiset kaivannot sijaitsevat usein tiiviisti rakennetuilla alueilla, missä ongelmien ja läheisten rakennelmien vaurioiden esiintyminen on todennäköisempää. Näiden seikkojen vuoksi hyvin suunniteltu monitorointijärjestelmä varmistaa paitsi tehokkaan rakentamisen myös kaivannon turvallisuuden. (Ou 2006)

Kaivannon monitorointijärjestelmän ensisijaisena tarkoituksena on:

1. Varmistaa kaivannon turvallisuus.
2. Varmistaa ympäristön ja ympäröivien rakennelmien turvallisuus.
3. Varmistaa, että suunnittelun lähtöotaksumat ovat oikeat ja että suunnittelussa käytetty malli vastaa todellisuutta.
4. Seurata rakennusprojektin pitkäaikaisia vaikutuksia ympäristössä.
5. Onnettomuuden sattuessa tarjota hyödyllistä informaatiota mahdollisista suunnittelu/rakennusvirheistä ja niihin johtaneista syistä.

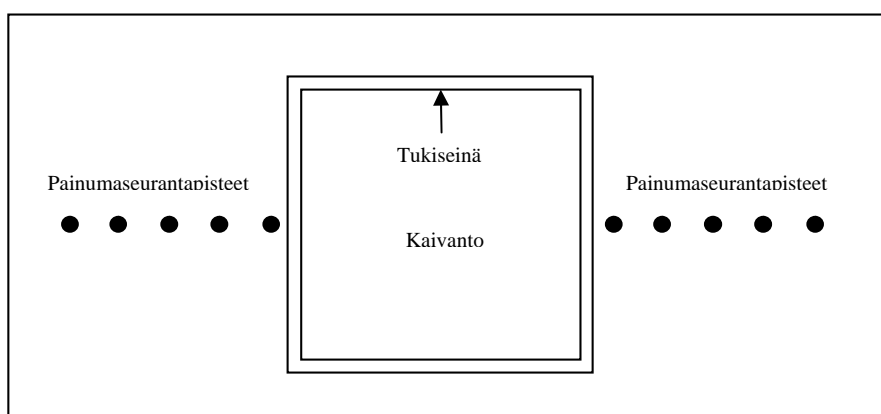
6.2 Monitorointi menetelmät

6.2.1 Painumamittaus

Painumamittauksella havainnoidaan maan tai rakenteen pinnalla tai sisällä sijaitsevan havaintopisteen pystysuoraa liikettä. Rakenteiden painumien havainnoinnissa käytetään tavallisesti rakenteisiin sijoitettuja painumapultteja. Maanpinnan painumia voidaan mitata maahan asennettujen painumanaulojen avulla. Mittaus tapahtuu vaaitsemalla painumamittauspisteiden korkeustasoja suhteessa valittuun

korkeuskiintopisteeseen. Korkeuskiintopisteenä voi toimia esimerkiksi jokin lähistöllä sijaitsevan paalutetun rakennuksen kiintopiste. (Korhonen et al 1986)

Lähiympäristön rakenteiden ja rakennusten lisäksi painumamittauspisteitä tulisi sijoittaa kaivannon keskikohdalle kohtisuoraan seinälinjaa vasten (kuva 17). Kaivannon keskilinjalla tukiseinän liikkeet ja ympäröivän maanpinnan painumat ovat tavallisesti suurimmillaan ja tilanne vastaa parhaiten laskennallista tasotilaa. Kun kaivantoa ympäröivän maanpinnan painumat alkutilanteessa keskialueella tunnetaan, on muiden työvaiheiden ja muiden kaivannon osien käyttäytymistä helpompi ennustaa. (Ou 2006)



Kuva 17. Kaivannon ympäristön painumaseurantapisteiden sijoitus. (Ou 2006)

6.2.2 Sivusiirtymä- ja kaltevuusmittaukset

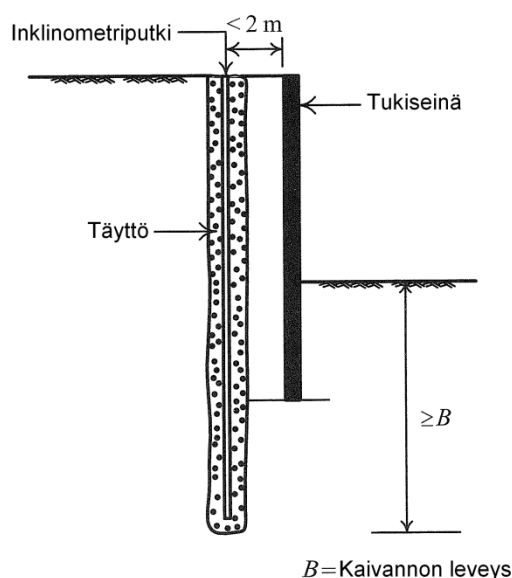
Yksi syvien kaivantojen tärkeimmistä monitorointimenetelmistä on tukiseinien tai sitä ympäröivän maan sivusiirtymien mittaaminen. Tukiseinän vaakasiirtymä on usein suoraan rinnastettavissa ympäröivän maan tai rakennusten painumiin. Sivusiirtymien suuruutta tai muotoa tutkimalla on mahdollista arvioida kaivannon turvallisuutta ja ympäröiville rakennuksille mahdollisesti aiheutuvia vaurioita. (Ou 2006)

Maanpinnan alapuolella tapahtuvien vaakasuorien siirtymien mittaukseen käytetään tavallisesti inklinometria. Erilaisia inklinometreja ovat mm. strain-gauge-,

kosketusheiluri-, peili-, venymäliuku-, ja värähdyslankainklinometrit. Yleensä inklinometrimittaus suoritetaan maahan asennetusta putkesta, jossa olevat neljä uraa muodostavat kohtisuorassa toisiaan vastaan olevat akselit, joilta mittaus tapahtuu. Maahan asennettu putki voi olla myös neliön muotoinen. Nykyiset inklinometrit voivat olla ns. automaatti-inklinometrejä, joista mittaustulokset saadaan automaattisesti tietyin väliajoin. (Korhonen et al 1986)

Inklinometri voidaan sijoittaa esimerkiksi patoseinän sisään jolloin mittaustuloksina saadut siirtymät vastaavat seinän siirtymää. Koska maaperän liike seinän vieressä on varsin lähellä varsinaisen seinän liikettä, voidaan inklinometri sijoittaa myös seinän takana olevaan maahan alle 2 m:n päähän seinästä. Tämä sijoitustapa soveltuu erityisesti teräspontti- ja settiseinille, joihin inklinometrin kiinnittäminen olisi muuten vaikeaa. (Ou 2006)

Kuvassa 18 on esitetty inklinometrin sijoittaminen tukiseinän taakse.



Kuva 18. Inklinometri tukiseinän ulkopuolella. (Ou 2006)

Kaltevuuden mittauksella pyritään selvittämään esimerkiksi kaivannon ympäristön rakennusten kallistumisia kaivannon rakentamisen seurauksena. Kaivannon rakentaminen voi aiheuttaa ympäristössä epätasaista maan painumista, jonka seurauksena ympäröivät rakennukset saattavat kallistua. Kaltevuuksia voidaan mitata sekä pysty- että vaakatasoilta ja niiden mittaamiseen käytetään tavallisesti teodo-

liittia ja vaatuskonetta tai vesivaakaperiaatteella toimivia kaltevuusmittareita. (Korhonen et al 1986)

6.2.3 Muut mittaukset

Muita kaivantojen monitoroinnissa käytettyjä menetelmiä ovat mm.

- orsi- ja pohjaveden tasojen mittaukset
- huokosvedenpaineen mittaukset
- maanpaineen mittaukset
- tärinämittaukset
- maanpaineeseinän jännitysten mittaukset
- tukivoimien mittaukset

Orsi- ja pohjaveden tasojen mittaukset voivat käsittää sekä ennen rakentamisen aloitusta suoritettut mittaukset että kaivutyönaikaiset mittaukset. Lisäksi pysyvien, pohjaveden tason alapuolelle sijoittuvien maanpaineeseinien tapauksessa pohjavesitasojen monitoroinnilla voidaan saada tietoa kaivannon pitkäaikaisista vaikutuksista alueen pohjavesitasoon.

Tukivoimien suuruutta ja seinään vaikuttavan maanpaineen suuruutta voidaan mitata erityyppisillä paine-antureilla. Tukivoimien jatkuvalla mittauksella on mahdollista varmistaa, etteivät tukirakenteille sallitut kuormitukset ylitä rakentamisen aikana. Seinään vaikuttavan maanpaineen mittauksella saadaan käsitys niistä raja-arvoista joissa todellinen maanpaine vaihtelee seinän eri puolilla. Maanpaineen mittaaminen voi antaa paremman käsityksen seinän ja ympäröivän maan toiminnasta mutta tulosten hyödyntäminen seinän turvallisuuden arviointiin on vaikeaa. (Ou 2006)

Tärinämittauksella on mahdollista tarkkailla esimerkiksi louhinnan, paalutuksen tai liikenteen aiheuttamaa tärinää. Tärinämittaukset tulevat kaivannoissa lähinnä kysymykseen silloin kun on tarpeellista arvioida tärinän mahdollisia vaikutuksia maanpaineiden suuruuteen. Tärinän vaikutusta maanpaineeseen on käsitelty kirjassa 8.5.6.

7 MITOITUSOHJELMAT

7.1 Jousimalleihin perustuvat menetelmät

7.1.1 Yleistä

Jousimalleihin perustuvat ohjelmat ovat perusmalliltaan yleensä varsin yksinkertaisia. Lähtötietoina vaadittavien parametrien määrä on varsin pieni ja laskenta on nopeaa, minkä vuoksi jousimalleihin perustuvat ohjelmat ovat varsin yleisessä käytössä kaivantojen suunnittelussa. Jousimalleihin perustuvien ohjelmien yksinkertaisuuden vuoksi niiden käyttö vaatii kuitenkin huolellisuutta ja varovaisuutta käsiteltäessä monimutkaisia kaivantojen mallinnustilanteita, jotta suunnittelun virheiltä voidaan välttyä. (Ou 2006)

7.1.2 Jousimallien perusidea

Maan ja rakenteen välistä vuorovaikutusta pyritään usein yksinkertaistamaan erilaisten jousimallien käytöllä. Yksinkertaisin ja yleisin näistä malleista on ns. Winklerin alusta (Winkler 1867). Winklerin alustamallissa oletetaan, että alustapaine on suoraan verrannollinen taipumaan. Taipuman $v(x)$ ja alustapaineen $r(x)$ välinen riippuvuus voidaan siis ilmaista kaavalla (16). (Ou 2006)

$$r(x) = kv(x), \tag{16}$$

missä

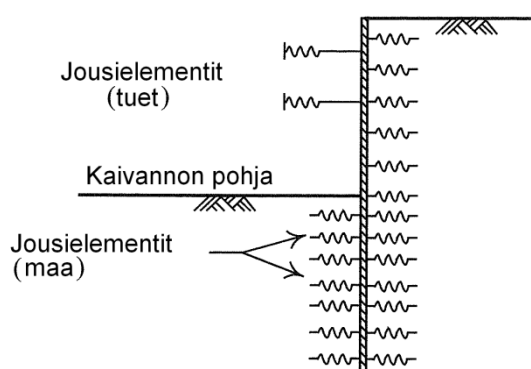
k on ns. alustaluku

$v(x)$ on taipuma

$r(x)$ on alustapaine

Winklerin alustamallissa alustan voidaan ajatella muodostuvan tasavälein sijaitsevista jousista. Mallin hyvänä puolena on sen yksinkertaisuus ja siinä oletetaan, että jouselementit toimivat toisistaan riippumatta. (Aalto 2002)

Käytettäessä jousielementtimalleja tukiseinien mallintamiseen, mallinnetaan seinä yksiulotteisena palkkina ja maa toisistaan riippumattomina jousielementteinä. Tukirakenteiden, seinän ja tukien, paine-siirtymäkäyttäytymistä pyritään mallintamaan mahdollisimman oikein lepopaineen ja maanpaineen raja-arvojen välillä. Näin laskettaessa mobilisoitunut maanpaine vastaa seinän siirtymätilaa ja maanpaineen suuruus on riippuvainen paitsi jousien jäykkyyksistä myös seinän ja tukien jäykkyyksistä. Maata kuvaavien jousien jäykkyys voidaan antaa joko lineaarisesti tai epälineaarisesti. Jousimallin periaate on esitetty kuvassa 19. (Vepsäläinen 2009)



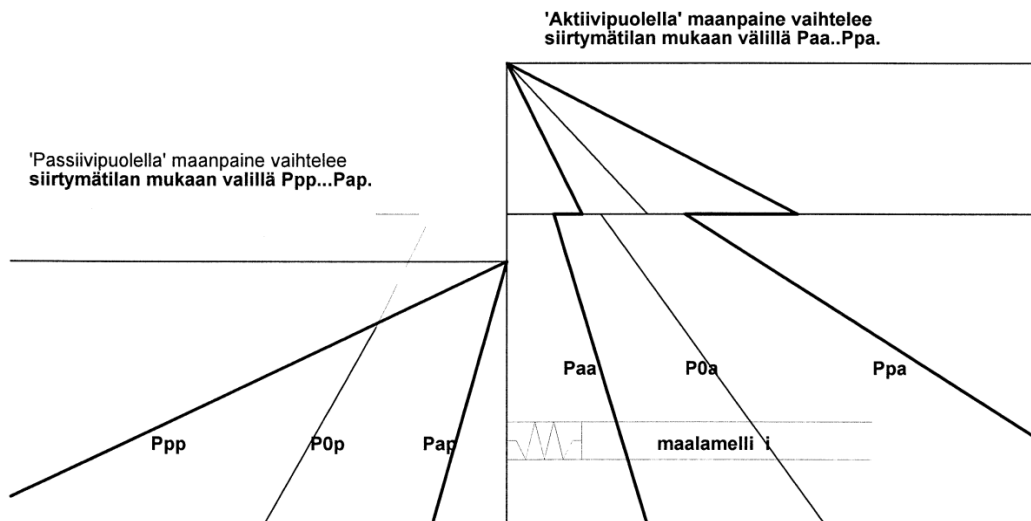
Kuva 19. Jousimallin periaate. (Ou 2006)

7.1.3 MsTuki

MsTuki-ohjelmalla voidaan mitoittaa taipuisan ja kimmoisasti tuetun tukiseinän voimasuureet. Ohjelma laskee maanpaineen, leikkausvoiman, taivutusmomentin, taipumaviivan, tukivoimat ja tukien siirtymät. Ohjelma käyttää kimmoplastista alustalukumenetelmää, missä seinä ja tuet ovat lineaarisesti kimmoisia. Maakerrokset oletetaan kimmoisiksi klassisen maanpaineteorian mukaiseen aktiivi- tai passiivimurtumaan asti, jolloin ne myötäävät. (Saarelma 1990)

Ohjelmassa maakerrokset jaetaan laskentaa varten lamelleihin, joiden keskipisteessä vaikuttavana jousena maanpainetta käsitellään. Aluksi lasketaan maanpaineen ääriarvot sekä lepotilan jousivakiot seinän molemmilla puolilla. Passiivipuolella lepopaine oletetaan aktiivipuolen lepopaineen suuruiseksi, kuitenkin enintään täysin kehittyneen passiivipaineen suuruiseksi. Kuvassa 20 on havainnollistettu

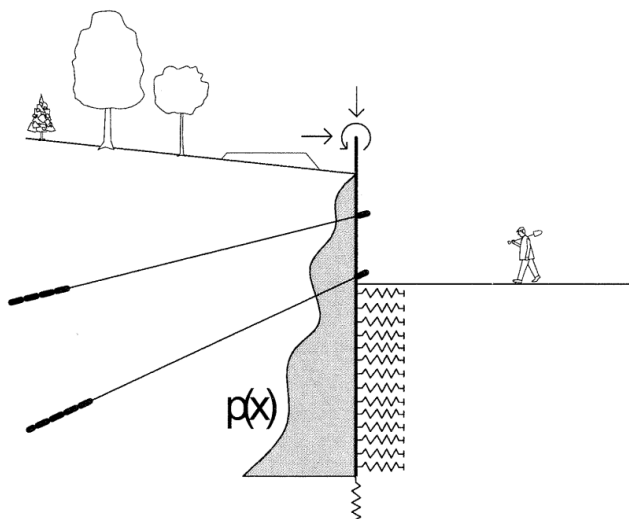
maanpaineen ääriarvoja seinän eri puolilla. Näiden tilojen välillä jousivakiot interpoloidaan lineaarisesti. (Saarelma 1990)



Kuva 20. Maanpaineen ääriarvot seinän eri puolilla. (Saarelma 1990)

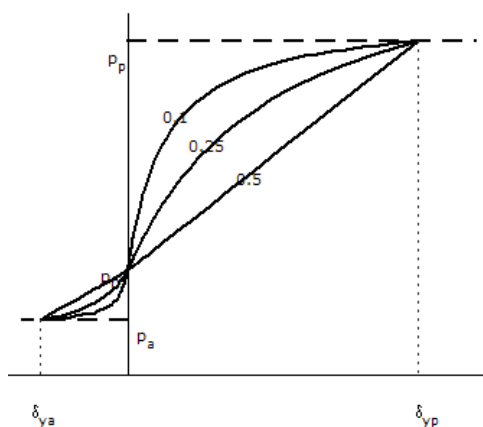
7.1.4 GeoCalc

Ohjelman ratkaisu perustuu palkki-jousi-mallin ratkaisemiseen elementtimenetelmällä. Tukiseinä mallinnetaan kolmen vapausasteen 2D palkkielementtinä, johon voidaan kohdistaa pysty- ja vaakakuormia sekä taivutusmomenttia. Kaivannon puolella maa mallinnetaan jousielementteinä ja aktiivipuolella maanpaine ja muut kuormat kuormafunktiona. Elementtimenetelmää varten kuormafunktio muunnetaan käyttäjän määrittelemien maakerrosrajojen mukaan solmukuormiksi. Kuormien ja siirtymien väliä iteroidaan jokaisessa solmupisteessä kunnes tasapainotila saavutetaan. Ohjelman käyttämä palkki-jousimalli on esitetty kuvassa 21. (Vianova 2008)



Kuva 21. GeoCalc-ohjelman palkki-jousi-malli. (Vianova 2008)

Siirtymiä vastaavan maanpaineen laskemiseksi ratkaistaan ensin alkutilanteen lepopaine ja maanpaineen raja-arvot sekä muodostetaan paine-siirtymä-malli näiden tilojen välille. Aktiivi- ja passiivipaineet lasketaan Coulombin teorian mukaan. Paine-siirtymä yhteyden mallinnus voidaan tehdä joko rajoittamalla mallin siirtymiä (Displacement Controlled Model) tai rajoittamalla maan muodonmuutosmodulia (Modulus Controlled Model). Molemmat mallit hyödyntävät kuvan (22) mukaista hyperbolista paine-siirtymä yhteyttä. Maakerrokset voidaan mallintaa avoimessa (drained) tai suljetussa (undrained) tilassa ja suljetun tilan lepopaine kerroin annetaan ohjelmassa K_{0ud} parametrina. Kaivannon puoleisen maan lepopaineen säilymistä on mahdollista tarkastella eri teorioilla. (Vianova 2008)



Kuva 22. Paine-siirtymä yhteys. (Vianova 2008)

DCM (Displacement Controlled Model)

Mallissa käytetään kuvan 22 mukaista hyberbolista siirtymäfunktiota. Mallin lähtötietoina annetaan suhteelliset siirtymät δ_{ya} aktiivipuolella ja δ_{yp} passiivipuolella, sekä parametrit ξ_{50a} ja ξ_{50p} , joilla määritetään maanpaineen rajatilojen välisen funktion epälineaarisuus (kuvan 22 mukaan).

MCM (Modulus Controlled Model)

Myös MCM-mallissa käytetään kuvan 22 mukaista siirtymäfunktiota. MCM-mallissa siirtymäfunktion muoto määritetään kokoonpuristuvuusmoduulin M avulla. Mallin lähtötietoina annetaan laboratoriokokeilla määritettävät moduliluku m , jännityseksponentti β , ja jännitystilankerroin k . (Vianova 2008)

7.2 Elementtimenetelmään perustuvat menetelmät

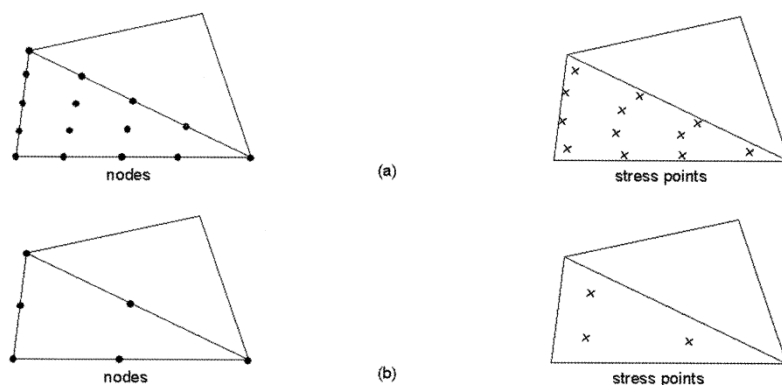
7.2.1 Yleistä

Elementtimenetelmän (Finite Element Method, FEM) lähtökohtana olevat teoriat ovat varsin monimutkaisia ja käsiteltävän tiedon määrä on valtava. Monimutkaiset materiaalimallit vaativat lähtötietoina useita maaparametrejä, joiden määrittäminen vaatii useita laboratoriokokeita laadukkaista maanäytteistä. Elementtimenetelmän monimutkaisuuden vuoksi puutteelliset tai väärin tulkitut lähtötiedot johtavat todennäköisesti väärin lopputuloksiin, minkä vuoksi käyttäjältä vaaditaan hyvää geotekniikan tuntemusta ja kokemusta. Lisäksi elementtimenetelmän tuloksia olisi aina syytä tarkastella myös muilla menetelmillä, kuten jousimalleihin perustuvilla menetelmillä, ja näin varmistua tulosten oikeellisuudesta. (Ou 2006, Mansikkamäki 2007)

Elementtimenetelmän etuna on kuitenkin se, että sillä pystytään käsittelemään vaikeita materiaalimalleja ja tekemään monimutkaisia analyysejä. Lisäksi sillä voidaan mallintaa monimutkaisia kuormitustapauksia sekä tarkastella esimerkiksi tukiseinän ympäristön siirtymiä ja painumia. (Mansikkamäki 2007)

7.2.2 Elementtimenetelmän perusidea

Elementtimenetelmän perusidea on jakaa monimutkainen ongelma osiin (elementiksi) ja ratkaista kyseinen ongelma osissa. Osat kootaan yhteen ja näin saadaan likimääräinen ratkaisu alkuperäiseen ongelmaan. Elementit voivat olla muodoltaan esimerkiksi jana-, kolmio-, tetraedri- tai särmiötyyppisiä elementtejä. Elementtien muodon lisäksi määritellään elementtien interpoloivat funktiot sekä elementtien vapausasteet, mitkä yhdessä määräävät elementtien solmujen lukumäärän ja sijainnin. Käytettävän elementtiverkon solmujen vapausasteiden määrän voidaan katsoa määrittävän mallin koon ja vallitseva jännitystila lasketaan elementtien sisältämissä jännityspisteissä. Esimerkiksi Plaxis-ohjelmaan valittavissa oleva 15-solmuinen kolmioelementti sisältää 12 jännityspistettä ja tällaisen elementin yhteydessä käytetään neljännen kertaluvun interpolaatiofunktioita. Kuvassa 23 on esitetty Plaxis-ohjelman käyttämät 15- ja 6-solmuiset elementit ja niiden jännityspisteet. (Mansikkamäki 2007, Brinkgreve & Broere 2006)



Kuva 23. Plaxis-ohjelman kolmioelementit. a) 15-solmuinen elementti b) 6-solmuinen elementti. (Brinwae & Boere 2006)

Elementtimenetelmään perustuvat ohjelmat muodostuvat yleensä kolmesta osiosta, esikäsittelijästä, ratkaisijasta ja jälkikäsittelijästä. Esikäsittelijässä (preprocess) luodaan mm. geometria, määritetään elementit ja niiden ominaisuudet sekä määritetään kuormat ja reunaehdot. Ratkaisijassa (process) voidaan antaa tai muuttaa reunaehtoja, valita analyysivaihtoehtoja ja ratkaista malli. Jälkikäsittelijässä (general postprocess) tutkitaan laskennan tuloksia. (Mansikkamäki 2007)

Laskennan kulku Gaussin iteratiivisella ratkaisutekniikalla on Mansikkamäen (2004) mukaan seuraava:

- luodaan jäykkyysmatriisi, joka määrittää mallin geometrian ja ominaisuudet
- otetaan ensimmäinen iterointiaskel $i \rightarrow i+1$
- muodostetaan uudet kuormitus- ja vastausvektorit
- lasketaan epätasapainon suuruus = kuormitusvektori-vastausvektori
- asetetaan syntyneet muodonmuutokset nolllaksi
- otetaan uusi iterointiaskel $j \rightarrow j+1$
- päivitetään muodonmuutokset
- lasketaan venymät ja jännitykset
- muodostetaan uusi vastausvektori
- lasketaan uudestaan epätasapainon suuruus
- lasketaan tehty virhe = $\frac{\text{epätasapaino}}{\text{kuormitusvektori}}$
- jos virhe > asetettu virhetoleranssi \rightarrow uusi iterointikierros, kunnes haluttu tarkkuus saavutetaan
- kun hyväksytty tulos saavutetaan, päivitetään muodonmuutokset ja vietään ne jälkikäsittelijään.

7.2.3 Plaxis

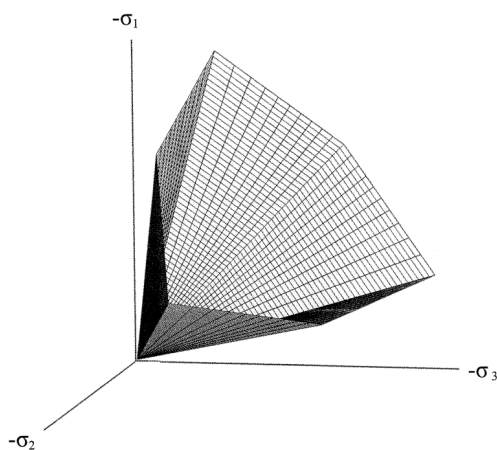
Plaxis V8-ohjelma on elementtimenetelmään perustuva laskentaohjelma, jolla voidaan laskea veden, maan ja rakenteiden yhteiskäyttäytymistä erityyppisillä maamalleilla. Ohjelman käyttämiä maamalleja ovat mm. Mohr-Coulombin malli, Hardening Soil sekä Soft Soil Creep -malli. Laskelmat voidaan suorittaa periaatteessa kolmella eri tavalla valitsemalla materiaalin käyttäytymiseksi joko avoimen (drained), suljetun (undrained) tai huokosettoman (non-porous) käyttäytymisen. Avointa tilaa, jossa huokosveden ylipainetta ei kehity, voidaan käyttää esimerkiksi karkeilla maalajeilla ja pienillä kuormituksilla. Suljettua tilaa voidaan käyttää huonosti vettä läpäisevillä maakerroksilla, kun halutaan mallintaa huokosveden ylipainetta. Huokosettomalla materiaalilla taas voidaan mallintaa esimerkiksi betonisia rakenteita. (Brinkgreve & Broere 2006, Mansikkamäki 2007)

Elementteinä voidaan käyttää 6- tai 15-solmuisia kolmioelementtejä. 15-solmuinen elementti sisältää 12 ja 6-solmuinen elementti kolme jännityspistettä, joissa muodonmuutokset ja jännitykset lasketaan. Ponttiseiniä, ankkureita, geoverkkoja yms voidaan mallintaa erilaisilla laatta- ja palkkielementeillä (plate and beam elements), jotka pyrkivät kuvaamaan kyseisten rakenteiden käyttäytymistä. Maan ja rakenteen välisiä suhteellisia liikkeitä pyritään mallintamaan erityisillä interface-elementeillä. Laskennallisista syistä interface-elementeillä on virtuaalinen, hieman nolasta poikkeava paksuus, joka määrittää kuinka paljon elastisia muodonmuutoksia maan ja rakenteen välillä tapahtuu. (Brinkgreve & Broere 2006)

Alla on kuvattu lyhyesti Mohr-Coulombin sekä Hardening Soil materiaalimallien periaatteet. Tässä työssä suoritetuissa laskelmissa on käytetty Mohr Coulombin mallia, koska kehittyneempien mallien käyttöön vaadittavia materiaaliparametrejä ei ollut käytettävissä.

Mohr-Coulomb materiaalimalli (MC)

Mohr-Coulombin materiaalimalli on ideaalisesti kimmoplastinen malli. Jännitysten pysyessä myötöpinnan sisällä, muodonmuutokset ovat täysin kimmoisia ja materiaalin käyttäytyminen on isotrooppista ja lineaarisesti kimmoista. Mohr-Coulombin myötöehto on esitetty kuvassa 24. (Brinkgreve & Broere 2006)



Kuva 24. Mohr-Coulombin myötöehto pääjännityskoordinaatistossa, kun $c = 0$. (Brinkgreve & Broere 2006)

Mohr-Coulombin materiaalmallissa annetaan lähtötietoina viisi parametria. Jäykkyyssparametreina annetaan maan kimmomoduli E [MN/m^2] sekä Poissonin luku ν . Plastisina parametreina annetaan maan kitkakulma ϕ [$^\circ$], koheesio c [kN/m^2], sekä dilataatiokulma ψ [$^\circ$] mikä kuvaa leikkausjännityksistä aiheutuvaa plastista tilavuudenmuutosta. (Brinkgreve & Broere 2006)

Mallissa kimmomodulin arvoa pidetään vakiona kullekin maakerrokselle, kun todellisuudessa sen arvo riippuu jännityksistä ja muodonmuutoksista. Tätä voidaan huomioida mallissa syöttämällä lähtötietoina arvo $E_{\text{increment}}$ [$\text{kN/m}^2/\text{m}$], mikä kuvaa kimmomodulin arvon kasvua syvyyden kasvaessa. Lisäksi voidaan antaa mm. koheesio kasvun mukaan arvolla $c_{\text{increment}}$ [$\text{kN/m}^2/\text{m}$]. (Brinkgreve & Broere 2006)

Mohr-Coulombin materiaalmalli on verrattain yksinkertainen materiaalmalli, joka soveltuu erityisesti ongelmien alustaviin tarkasteluihin, kun ei ole käytössä edistyneempien materiaalmallien vaatimia materiaaliparametreja. (Brinkgreve & Broere 2006)

Hardening Soil materiaalmalli (HS)

Hardening Soil, eli maan myötölujeneva malli soveltuu esimerkiksi monotonisesti kasvavien kuormien mutta myös intensiteetiltään vaihtelevien (kasvavat, pienenevät ja uudelleen kasvavat) kuormien käsittelyyn, jolloin se soveltuu hyvin mm. tuettujen kaivantojen mallintamiseen. Malli soveltuu myös käytettäväksi kaiken tyyppisille maalajeille. (Vepsäläinen 2008)

Kuten Mohr-Coulombinkin mallissa lähtötietoina syötettäviä parametreja ovat maan kitkakulma ϕ , koheesio c ja dilataatiokulma ψ . Maan jäykkyyden kuvaamiseen syötettäviä lisäparametreja ovat E_{50} , E_{ur} ja E_{oed} . Parametrien määrittämiseen tarvitaan sekä avoimia kolmiaksaalikokeita että ödometrikokeita. Sekanttmoduli E_{50} ja palautusmoduli E_{ur} saadaan kolmiaksaalikokeesta, ja esikuormituksen aikainen tangenttimoduli E_{oed} ödometrikokeesta. MC- mallista poiketen HS-malli huomioi jäykkyyden riippumisen vallitsevasta jännitystasosta. (Brinkgreve & Broere 2006)

Hardening Soil- malli soveltuu tarkempien analyysien tekoon kun käytettävissä on tarvittavat laboratoriossa kolmiakselikokein ja ödometrikokein määritettävät materiaaliparametrit.

8 MAANPAINESEINIEN MITOITUS

8.1 Mitoitusmenetelmät

8.1.1 Rajatilamenetelmä

Rakennuskaivanto-ohjeen 1989 mukaan tukiseinien mitoitus suositellaan tehtäväksi rajatilamenetelmällä. Mitoitukseen voidaan kuitenkin käyttää myös kokonaisvarmuuslukumenetelmää tai sallittujen jännitysten menetelmää.

Rajatilamenetelmässä mitoitus tehdään sekä murto- että käyttörajatilassa. Murto-rajatilassa osoitetaan, etteivät laskentakuormien (=osavarmuusluvuilla kerrotut kuormat ja maaparametrit) aiheuttamat rasitukset ylitä maapohjan tai rakenteen kapasiteettia (=rakenteen myötötila materiaalin osavarmuusluvuilla jaettuna). Käyttörajatilassa osoitetaan, etteivät ominaiskuormien aiheuttamat muodonmuutokset ylitä sallittuja rajoja. Murtorajatilatarkastelussa käytettävät lujuusparametrien osavarmuusluvut on esitetty taulukossa 9. Käyttörajatilassa kaikki osavarmuusluvut ovat $\gamma=1.0$. (RIL 181 1989)

Taulukko 9. Murtorajatilan osavarmuusluvut. (RIL 181 1989)

Kertoimen kohde	Osavarmuusluku	
Kitka, maan sisäinen kitka tai maan ja rakenteen välinen kitka (pysyvät rakenteet)	1,2	Osavarmuusluvulla jaetaan $\tan(\varphi)$
Kitka, työnaikaiset rakenteet	1,1	
Koheesio, pysyvät rakenteet	1,5	
Koheesio, työnaikaiset rakenteet	1,3	

Maan ja tukirakenteen painon osavarmuuslukuna geoteknisessä mitoituksessa käytetään arvoa $\gamma_g=1.0$.

Kuormien osavarmuuslukuina käytetään Suomen rakentamismääräyskokoelman pohjarakentamista koskevissa ohjeissa esitettyjä osavarmuuslukuja ja määräävät kuormitusyhdistelmät muodostetaan kuormitusnormien (RIL 144 1988) mukaan. (RIL 181 1989)

Vaaditut kokonaisvarmuusluvut pysyville ja työnaikaisille rakenteille on esitetty kappaleessa 2.5 taulukossa 1.

8.1.2 Mitoitustavat eurokoodin mukaan

Eurokoodissa EN 1997-1 on esitetty mitoitustavat 1...3. Suomessa tukirakenteiden mitoituksessa käytetään mitoitustapaa 2 ja luiskien sekä kokonaisvakavuuden mitoituksessa mitoitustapaa 3. Mitoitustapaa 3 voidaan siis käyttää lyöntisyvyyden määrittämiseen liukupintatarkastelulla. Eri mitoitustavoissa käytettävät, kuormiin, maaparametreihin ja kestävyyskseen liittyvät osavarmuusluvut on esitetty taulukoissa 10, 11 ja 12. Kuvassa 25 on havainnollistettu osavarmuuslukujen käyttöä kuormien ja maan- ja vedenpaineiden osalta. (RIL 207 2009)

Mitoitustapa 2

Mitoitustavan 2 mukaan tulee osoittaa, että murtorajatilaa tai liiallista muodonmuutosta ei esiinny seuraavalla osavarmuuslukujen yhdistelmällä. (RIL 207 2009)

$$A1 \text{ ”+” } M1 \text{ ”+” } R2$$

Tässä mitoitustavassa varmuudet kohdistetaan kuormiin tai kuormien vaikutuksiin ja kestävyyskseen. Tämä voidaan tehdä kahdella eri tavalla joista käytetään merkintöjä DA2 ja DA2*. Mitoitustavassa DA2* koko laskelma tehdään käyttäen ominaisarvoja ja osavarmuuslukuja käytetään vasta laskelman lopussa murtorajatilaehtoa tarkistettaessa. (RIL 207 2009)

Mitoitustapa 3

Mitoitustavan 3 mukaan tulee osoittaa, että murtorajatilaa tai liiallista muodonmuutosta ei esiinny seuraavalla osavarmuuslukujen yhdistelmällä. (RIL 207 2009)

$$A2 \text{ ”+” } M2 \text{ ”+” } R3$$

Tässä mitoitustavassa varmuudet kohdistetaan kuormiin tai rakenteesta aiheutuvien kuormien vaikutuksiin ja maan lujuusparametreihin. (RIL 207 2009)

Taulukko 10. Kuormien (γ_F) ja kuorman vaikutusten (γ_E) osavarmuusluvut (STR/GEO). (RIL 207 2009)

Kuorma	Merkintä	Sarja	
		A1	A2
Pysyvä: Epäedullinen (Yht 6.10a) (Yht 6.10b) (Yht 6.10) Edullinen (Yht 6.10a) (Yht 6.10b) (Yht 6.10)	$\gamma_{Gkj,sup}$ $\gamma_{Gkj,inf}$	1,35 K_{FI} 1,15 K_{FI} 0,9 0,9	1,0 K_{FI} 1,0
Muuttuva: Epäedullinen (Yht 6.10b) (Yht 6.10) Edullinen	γ_Q	1,5 K_{FI} 0	1,3 K_{FI} 0

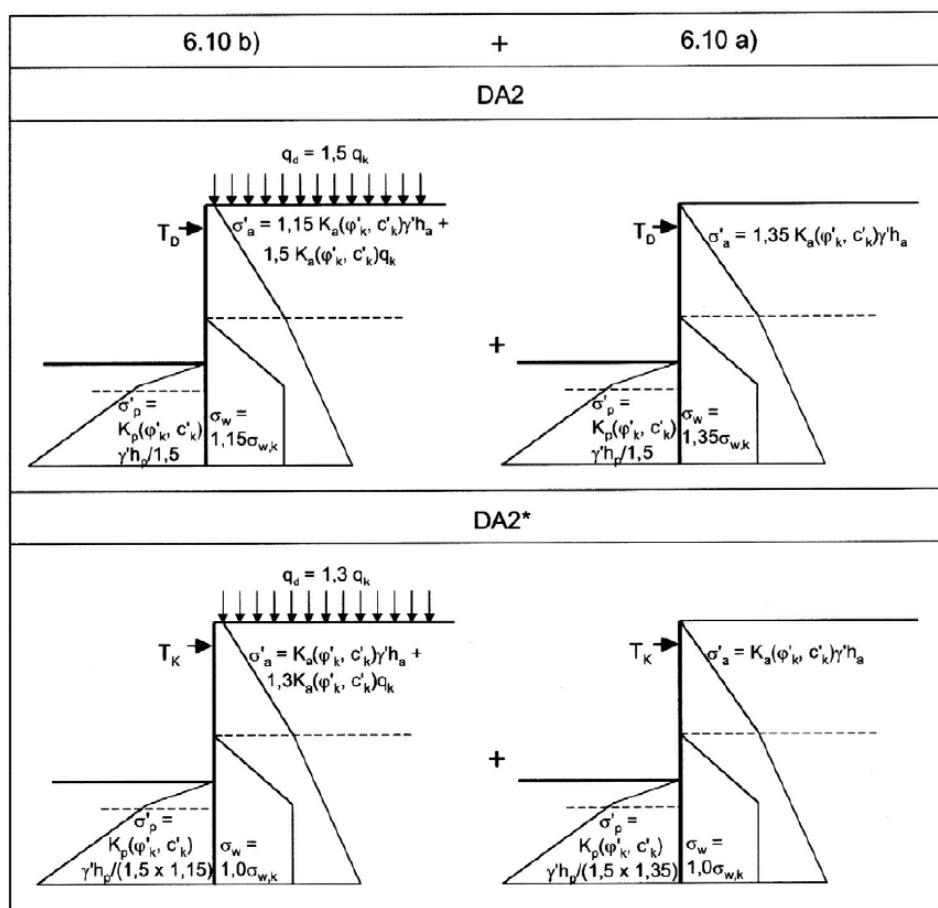
Taulukko 11. Maaparametrien (γ_M) osavarmuusluvut (STR/GEO). (RIL 207 2009)

Maaparametri	Merkintä	Sarja	
		M1	M2
Leikkauskestävyyskulma ^a ("kitkakulma")	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Tehokas koheesio	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Suljettu leikkauslujuus	γ_{cu}	1,0	1,5
Yksiaksiaalinen puristuskoe	γ_{qu}	1,0	1,5
Tilavuuspaino	γ_γ	1,0	1,0

^a Tällä luvulla jaetaan $\tan \phi'$

Taulukko 12. Tukirakenteiden kestävyys osavarmuusluvut (γ_R) (STR/GEO). (RIL 207 2009)

Kestävyys	Merkintä	Sarja R2
Kantokestävyys	$\gamma_{R,v}$	1,55
Liukumiskestävyys	$\gamma_{R,h}$	1,1
Maan kestävyys (passiivipaine)	$\gamma_{R,e}$	1,5



Kuva 25. Rajatasapainomenetelmän käyttö laskentamenetelmillä DA2 ja DA2* (RIL 207 2009)

8.2 Lähtötiedot

Mitoituslaskelmien lähtötietoina tulee selvittää ainakin seuraavat asiat:

- Kaivannon alueen pohjasuhteet ja maakerrosten laskentaparametrit.
- Pohjaveden pintojen sijainti.
- Laskentapoikkileikkauksen geometria.
- Alustava seinätyypin ja tuentatavan valinta.

Laskennassa tarvittavat maaparametrit määritetään käytössä olevien pohjatutkimusten perusteella. Parametrien huolellisella valinnalla on suuri merkitys tukiseinätyypin sekä rakennustavan valintaan ja lisäksi esimerkiksi kaivannon siirtymät ja painumat ovat voimakkaasti riippuvaisia käytetyistä parametreista. Parametrien valinnassa tulee huomioida niiden mahdolliset vaihtelut kaivannon sijainnin, sy-

vyiden ja esimerkiksi rakennustyön keston mukaan. Pohjaveden pintojen mitoit-
tus- ja ominaisarvot valitaan kaivannon alueen hydrologisten tietojen mukaan.

Laskentapoikkileikkauksen geometrian valinnassa tulee huomioida pohjasuhteiden vaihtelut sekä ympäristön rakennukset, rakenteet ja muut kuormitukset. Usein laskentapoikkileikkaus valitaan kaivannon keskialueelta missä oletetut painumat ja siirtymät ovat suurimmillaan.

Alustavaa tarkastelua varten valitaan seinätyyppi, jäykkyys ja tuentatapa.

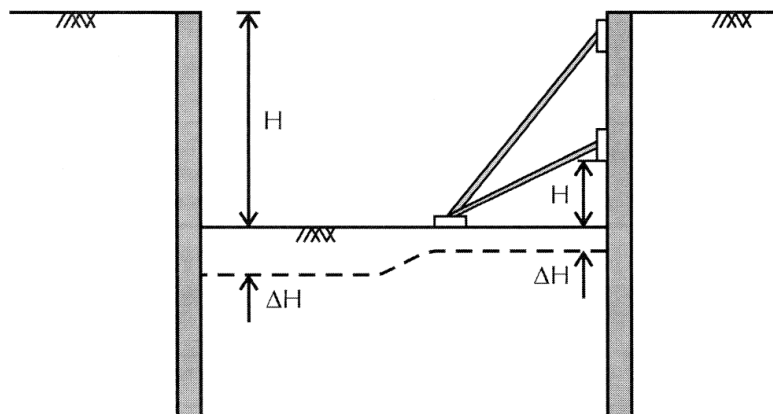
8.3 Laskentatilanteet

Määritettäessä laskentatilanteita otetaan huomioon seuraavat asiat:

- Kaivuvaiheet ennen tukien asentamista
- Pohjaveden tasot kaivuvaiheittain ja lopullisessa tilanteessa
- Kaivun mittatoleranssit
- Työnaikaiset ja pysyvät tilanteet

Usealta tasolta tuettujen maanpaineseinien mitoitus tehdään kaivuvaiheittain. Laskentatilanteet valitaan kyseessä olevan kaivuvaiheen mukaan esim. ennen tuen asennusta ja tuen asentamisen jälkeen. Tuen asentamisen vaatimat työskentelyva-
rat tulee huomioida laskentatilannetta määritettäessä.

Lisäksi laskentatilanteen valinnassa tulisi huomioida kaivun mittatoleranssit. Jos seinän vakavuus murtorajatilalaskelmissa riippuu rakenteen edessä olevan maapohjan kestävydestä, oletetaan kaivun ulottuvan ΔH :n verran suunnitellun kaivutason alapuolelle. ΔH :n arvo valitaan rakennuspaikalla tapahtuvan kaivun valvonnan kattavuuden mukaan. Tuetuilla seinillä ΔH :n on 10 % alimman tuen kaivutason välisestä etäisyydestä, rajoitettuna maksimiarvoon 0,5 m. Kaivun mittatoleransseja on havainnollistettu kuvassa 26. (Bond & Harris 2008)



Kuva 26. Kaivun mittatoleranssit. (Bond & Harris 2008)

Pysyvä tukiseinä mitoitetaan pitkäaikaisena rakenteena kaivun ulottuessa lopulliseen syvyyteen. Pysyvä tukiseinä mitoitetaan aina siirtymättömänä rakenteena lepopaineelle. (RIL 181 1989)

8.4 Tukirakenteiden ominaisuudet

Mitoituslaskelmissa tukirakenteille arvioitavia rakenteellisia ominaisuuksia ovat mm. seinän jäykkyys ja sisäpuolisien tukien tai ulkopuolisten ankkureiden jäykkyydet. Teoriassa tukiseinän siirtymät pienenevät seinän jäykkyyden kasvaessa. Käytännössä näiden yhteys ei kuitenkaan ole lineaarinen ja seinän jäykkyys voi pienentää siirtymiä vain tiettyyn pisteeseen asti. (Ou 2006)

Seinän pystysuuntainen jäykkyys voidaan määrittää kaavoilla (17) ja (18). Teräkselle kimmomoduli on $E=210$ GPa. Tarkemmissa laskelmissa, esimerkiksi teräsponttiseinille, seinän jäykkyyttä tulee tarvittaessa vähentää n. 20 % ponttien uudelleen käytön vuoksi. Betoniseinille betonin kimmomoduli voidaan arvioida kaavalla (19). Betonin halkeilun vuoksi myös betoniseinien jäykkyyttä tulee tarvittaessa vähentää n. 20-40 %. (Ou 2006)

Teräspontti- ja betoniseinille

$$Jäykkyys = E \cdot I \quad (17)$$

settiseinälle

$$Jäykkyys = \frac{EI}{b} \quad (18)$$

Kimmomoduli betoniseinille

$$E = 5000\sqrt{K} \quad (19)$$

joissa,

E	kimmomoduli
I	jäyhyysmomentti
b	settiseinän pystypalkkien välinen etäisyys
K	betonin puristusmurtolujuus

Tukien jäykkyydellä on vaikutusta paitsi seinän kokonaissiirtymien suuruuteen myös seinän muodonmuutoksiin. Kuvissa 27 ja 28 on esitetty tukien jäykkyyden vaikutuksia seinän muodonmuutoksiin eri kaivuvaiheissa. Mitoituslaskelmissa tukia käsitellään jousina, joiden jäykkyyttä voidaan arvioida kaavalla (20).

$$k = \frac{AE}{L} \quad (20)$$

missä,

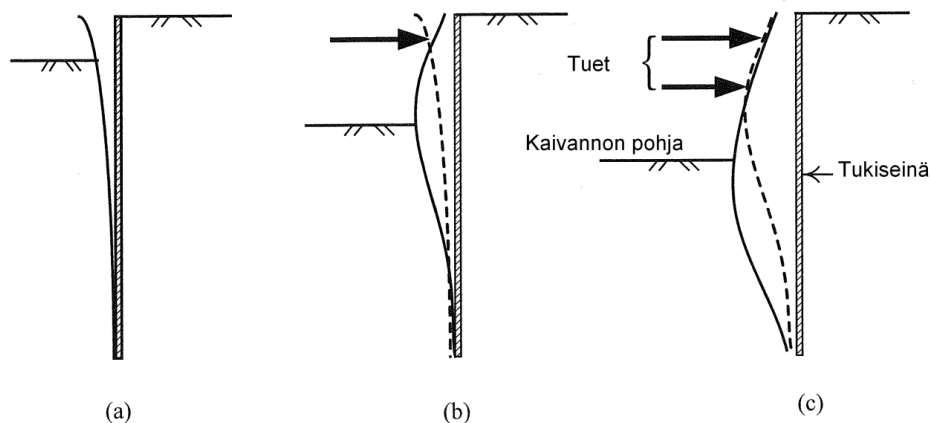
A	tuen, tukipalkin tai ankkurin poikkipinta-ala
E	kimmomoduli
L	tuen pituus (yleensä puolet kaivannon leveydestä) tai ankkurin venymäosan pituus

Käytettäessä punosankkureita tuen jousivakiota voidaan arvioida myös tuelle tulevan voiman mukaan kaavalla (21). (IPT Oy 1989)

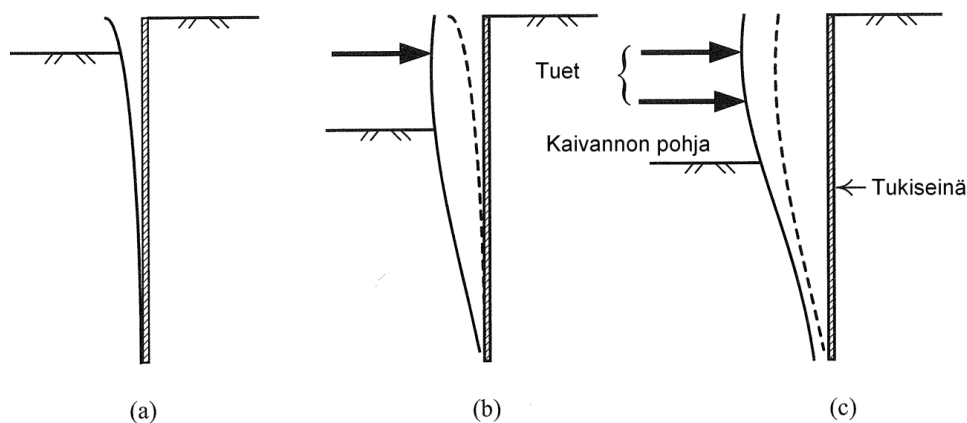
$$k = \frac{195 \cdot H}{L \cdot \cos \alpha} \quad (21)$$

missä,

H	tukivoiman suuruus [kN/m]
L	ankkurin venymäosan pituus
α	ankkurin asennuskulma



Kuva 27. Tukien jäykkyyden vaikutus seinän siirtymään. Suuri jäykkyys, kaivuvaiheet a), b) ja c). (Ou 2006)

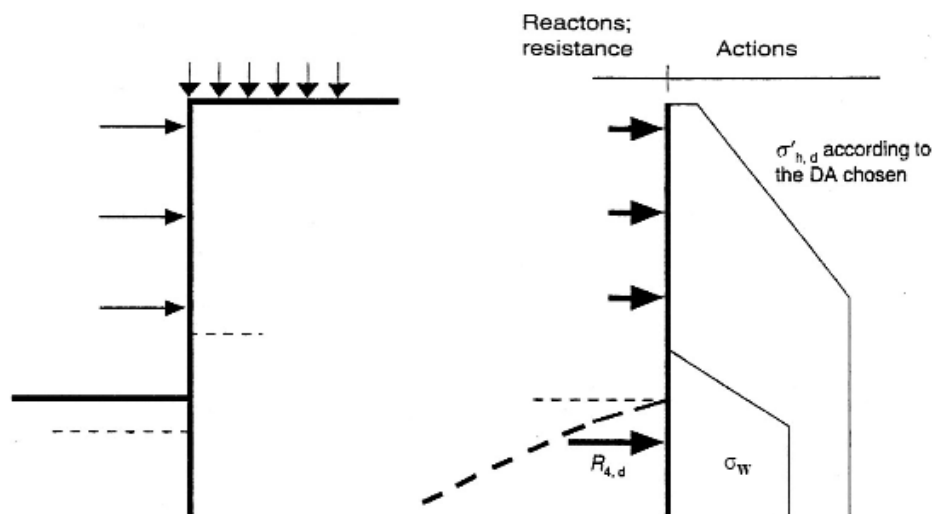


Kuva 28. Tukien jäykkyyden vaikutus seinän siirtymään. Pieni jäykkyys, kaivuvaiheet a), b) ja c). (Ou 2006)

8.5 Mitoituslaskelmat

8.5.1 Käsinlaskenta

Kahdelta tai useammalta tasolta tuetun seinän käsinlaskennassa käytetään kokeusperäisiä maanpainejakautumia, joista esimerkki on esitetty kappaleessa 3.2.4 kuvassa 3. Mitoitus voidaan Eurokoodin mukaan tehdä mitoitusavoilla DA2 tai DA2*. Osavarmuuslukuja käytetään kuvassa 25 esitetyn periaatteen mukaan ja kuormituksia ja kestävyyyksiä on havainnollistettu kuvassa 29. (Vepsäläinen 2009)



Kuva 29. Kahdelta tai useammalta tasolta tuetun seinän mitoitus Eurokoodin mukaan (Frank et al 2004)

Seinän tarvittava upotussyvyys voidaan laskea rakennuskaivanto-ohjeen mukaan kaivannon pohjan stabiliteetin (pohjan nousu ja hydraulinen murtuma) perusteella. Eurokoodin mukaan tarvittava upotussyvyys lasketaan ensin voimien tasapainoehdon perusteella mitoitusavalla DA2*. Näin laskemalla saadaan selville seinään vaikuttava kuormitus aktiivipuolella, tukivoimat ja passiivipuolen maan kestävyys. Tasapainoehdosta laskettu maan kestävyys ei saa olla suurempi kuin mitoitusmenetelmän mukainen kestävyys. Mikäli tämä ehto ei toteudu, upotussyvyttä kasvatetaan. (Vepsäläinen 2009)

8.5.2 Jousimallit

Mitoitettaessa maanpaineiseiniä jousimalleihin perustuvilla menetelmillä kaikki maaparametrit, jousien jäykkyys, nettovedenpaine ja muut pysyvät kuormat sisällytetään laskentaan niiden ominaisarvoilla. Muuttuvat kuormat otetaan huomioon arvolla $q=q_k(\gamma_q/\gamma_G)$, jolla huomioidaan kuormien osavarmuuslukujen ero. (RIL 207 2009)

Tukivoimien ja taivutusmomentin mitoitusarvot saadaan edellä lasketuista arvoista kertomalla ne epäedullisen kuorman osavarmuusluvulla γ_G (RIL 207 2009).

Riittävä lyöntisyvyys varmistetaan tarkistamalla, ettei voimien tasapainoehdon laskennassa mobilisoitunut maan kestävyys ylitä kestävyysmitoitustarvoa σ'_p . Kestävyysmitoitustarvo saadaan jakamalla kestävyys epäedullisen pysyvän kuorman ja maan kestävyysmitoitustarvojen tulolla. (Kaava 22). (Vepsäläinen 2009)

$$\sigma'_p = \frac{K_p(\varphi'_k, c'_k)\gamma'h_p}{(\gamma_c\gamma_{Re})} \quad (22)$$

Vaihtoehtoisesti lyöntisyvyys voidaan tarkistaa liukupintalaskelmilla mitoitustavalla DA3.

8.5.3 Elementtimenetelmä

Tukiseinien murtorajatilamitoitus elementtimenetelmään perustuvilla ohjelmilla tehdään samalla periaatteella kuin jousimallien mitoitus. Mitoitusmenetelmänä käytetään DA2* menetelmää ja riittävä lyöntisyvyys varmistetaan kappaleessa 8.5.2 esitetyllä tavalla. Mobilisoitunut maanpaine, kitkavoimat ja kestävyys saadaan selville ohjelmissa asettamalla seinän molemmille puolille rajapintaelementit (interface element). (Vepsäläinen 2009)

8.5.4 Seinän pysty- ja kokonaisvakavuus

Seinän alapään tukeutuessa maakerrokseen tulee seinän pystysuuntainen vakavuus tarkistaa ottamalla huomioon ankkurivoimien pystykomponentit, seinän paino, maanpaineiden pystykomponentit sekä seinän kärkivastus. (RIL 181 1989)

Vinoja ankureita käytettäessä tulee välttää seinän alapään jättämistä hienorakeisiin tai eloperäisiin maakerrokseen. Kallion tai kovan pohjan sijaitessa syvällä, voidaan teräsponttiseinän pystystabiliteetti saavuttaa lyömällä kovaan pohjaan vain osa pontteista. Mitoituksessa on kuitenkin tällöin huomioitava yksittäisten ponttiprofiilien kestävyys. (RIL 181 1989)

Seinän kokonaisstabiliteetin tarkistuksella varmistetaan mm., että ankkurointirakenteet on sijoitettu riittävän etäälle tukiseinästä. Lisäksi liukupintalaskelmilla voidaan tarkistaa, ettei tuenta sorru tukiseinän takaa ja alitse kulkevaa liukupintaa pitkin. (Korhonen et al 1986)

Eurokoodin mukaan tukiseinän kokonaisvakavuus voidaan tarkistaa mitoitusmenetelmällä DA3, missä varmuus kohdistetaan lujuusparametreihin. Tällöin riittävä lyöntisyvyys voidaan tarkistaa stabiiliteettilaskelmilla tai esimerkiksi SRM (Strength Reduction Method) menetelmällä. SRM-menetelmä perustuu lujuusparametrien, kitkakulman ($\tan\phi$) ja koheesion c rinnakkaiseen pienentämiseen. Lujuusparametrejä pienennetään kunnes murtotila saavutetaan. Kokonaisvarmuus esitetään tällöin kaavalla (23). Tehokkailla parametreilla laskettaessa ohjelman laskeman reduktiokertoimen tulee olla vähintään 1,25. (Vepsäläinen 2009, Mansikkamäki 2007)

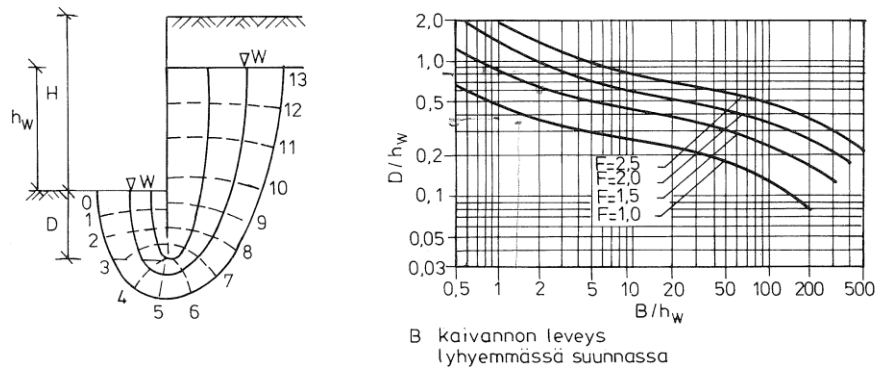
$$F_{kok} = \sum M_{sf} = \frac{\tan\phi_{input}}{\tan\phi_{reduced}} = \frac{c_{input}}{c_{reduced}} = \frac{1}{f(t_{raja})} \quad (23)$$

Yhtälössä (23) input -parametrit ovat alkuperäiset, käyttäjän syöttämät lujuusparametrit ja reduced -parametrit ovat ohjelman pienentämät lujuusparametrit, joilla murtotila on saavutettu.

8.5.5 Kaivannon pohjan vakavuus

Karkearakeiseen maahan pohjavedenpinnan alapuolelle rakennettavan kaivannon mitoituksessa on huomioitava pohjan hydraulisen murtuman vaara. Pumppaamalla kuivana pidettävään kaivantoon tukiseinän alitse virtaava vesi pienentää passiivipuolen kestävyyttä ja näin heikentää kaivannon kokonaisvakavuutta. Hydraulinen murtuma voi tapahtua myös kaivannossa, jossa hyvin vettä johtavan karkearakeisen maakerroksen päälle on jäänyt ohut savikerros. (RIL 181 1989)

Varmuus kaivannon pohjan hydraulista murtumaa vastaan voidaan määrittää kaivannon leveyden mukaan kuvan 30 perusteella.



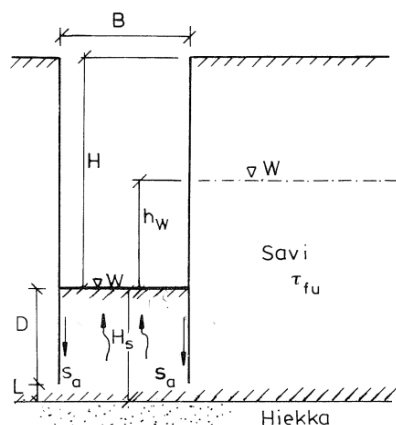
Kuva 30. Kaivannon pohjan hydraulinen murtuminen karkearakeisessa maassa. (RIL 181 1989)

Laaja-alaisissa ja karkearakeiseen maahan tehdyissä kaivannoissa varmuutta hydraulista murtumaa vastaan voidaan tarkastella kaavalla 24. Hydraulisen gradientin i_p laskenta on esitetty kohdassa 3.3. (RIL 181 1989)

$$F = \frac{\gamma'}{i_p \gamma_w} \quad (24)$$

Hienorakeisissa tai eloperäisissä maissa pohjan varmuus hydraulista nousua vastaan voidaan tarkistaa kaavasta 25. Kaavan merkinnät saadaan kuvasta 31.

$$F = \frac{\gamma H_s + \frac{2(\tau_{fu}L + s_a D)}{B}}{\gamma_w(h_w + H_s)} \quad (25)$$



Kuva 31. Kaivannon pohjan hydraulinen murtuminen hienorakeisessa tai elope-
räisessä maassa. (RIL 181 1989)

8.5.6 Ulkopuolisten häiriötekijöiden vaikutus

Tukiseiniin vaikuttavista ulkopuolisista häiriötekijöistä merkittävimpana voidaan pitää tärinää ja sen aiheuttamaa pysyvää muutosta maanpaineeseen. Aktiivipuolella tärinä aiheuttaa pysyvän maanpaineen kasvun ja passiivipuolella pysyvän maanpaineen pienenemisen. Tärinälähteitä voivat olla louhinta, paalutus, raskas liikenne tai jokin muu pohjarakennustyö. Tärinän vaikutusta laskettaessa tulee huomioida tärinän laatu, kesto, tärinälähteen etäisyys ja maakerrosten ominaisuudet. Tärinälähteen sijaitessa lähellä tukiseinää ja sen ollessa pienialainen, esimerkiksi tärytiivistin tai paalun kärki, värähtelyliike kohdistuu kerralla vain pienelle alueelle liikkuvassa maakiilassa. Lisäksi tällöin painehiiput eivät vaikuta yhtäaikaaisesti seinän koko pituudella tai seinän ylä- ja alaosissa. (RIL 181 1989)

Jollei muuta laskutapaa ole käytettävissä korotetaan tärinäkeskuksen läheisyydessä aktiivipainetta vähintään 25 % ja pienennetään passiivista maanpainetta vähintään 20 %. (RIL 121 2004)

8.6 Laskennan tulokset

8.6.1 Ankkurivoimat ja taivutusmomentti

Käytettäessä Eurokoodin mukaista mitoitus tapaa, jossa laskenta suoritetaan parametrien ominaisarvoilla, saadaan tukivoimien ja taivutusmomenttien mitoitusarvot

kertomalla laskennasta saadut tulokset epäedullisen pysyvän kuorman osavarmuusluvulla. (RIL 207 2009)

Tukirakenteisiin kuuluvien vaakapalkkien tehtävänä on siirtää maanpaineesta muodostuvat kuormat ankkureille tai tukipalkeille. Tukipalkkien mitoituksessa voidaan palkit olettaa jatkuviksi palkeiksi, jolloin tukipalkeille tulevaa maksimi taivutusmomenttia voidaan arvioida kaavalla (26). (Ou 2006)

$$M_{d,max} \leq \frac{1}{10} pL^2 \quad (26)$$

missä,

p tuelle tuleva voima

L ankkureiden tai tukipalkkien välinen etäisyys

Teräsponttiseinältä ja tukipalkeilta vaadittava taivutusvastus, kun leikkausjännityksiä ei huomioida voidaan laskea kaavalla (27).

$$W_{vaad} = \frac{M_{d,max}}{f_d} \quad (27)$$

missä

f_d teräksen sallittu jännitys

Pysyviä rakenteita mitoitettaessa tulee huomioida korroosiovarat tai käyttää korroosiosuojausta.

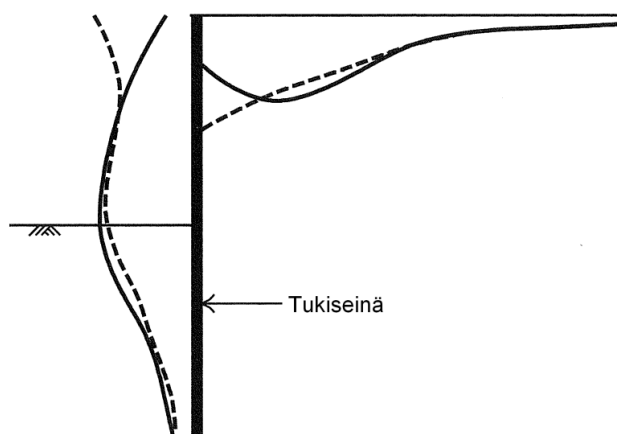
8.6.2 Seinän vaakasiirtymät ja ympäristön painumat

Syvien kaivantojen rakentaminen aiheuttaa aina maapohjaan jännitystilan muutoksia, jotka aikaansaavat siirtymiä maaperässä. Seinän vaakasiirtymien suuruuteen vaikuttavat tukirakenteiden ominaisuudet ja pohjasuhteet sekä käytetyt työtavat. Kaivantotyön aiheuttamat siirtymät ja niistä aiheutuvat rasitukset eivät saa aiheuttaa rakenteellisia tai ulkonäköön vaikuttavia vaurioita ympäröiville rakenteille eikä rakennuksille. Taulukossa 13 on esitetty ohjeellisia raja-arvoja vaakasiirtymille ympäröivien rakenteiden perusteella. (RIL 181 1989)

Taulukko 13. Ohjeellisia vaakasiirtymien raja-arvoja. (RIL 181 1989)

Rakennetyyppi	Max siirtymä/kaivussyvyys %	Max siirtymä mm
Teräsbetoni tai muurattu rakenne	0,15	10
Puu- tai teräsrakenteet, massiivisen jäykät tai staattisesti määrätty rakenteet	0,3	20
Kaivanto piha- tai puisto-alueella, kevyitä työnäkaisiä rakenteita	0,6	30

Kaivannon ympäristön painuman suuruus ja sijainti riippuu paitsi seinän vaakasiirtymän suuruudesta myös seinän taipumasta. Jos ensimmäisen kaivuvaiheen synnyttämä taipuma seinän yläpäässä on suurempi kuin muiden kaivuvaiheiden aiheuttamat taipumat, tai seinä taipuu ulokkeena toimivan tukiseinän tavoin, sijaitsevat suurimmat painumat tavallisesti lähellä tukiseinää. Mikäli seinän suurin siirtymä tai taipuma sijaitsee kaivutasossa tai sen alapuolella, siitä aiheutuvat painumat sijaitsevat tavallisesti hieman kauempana kaivannosta kuvan 32 mukaisesti. (Ou 2006)

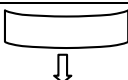
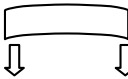


Kuva 32. Seinän siirtymien vaikutus painumiin. (Ou 2006)

Painumien ja siirtymien suuruutta voidaan parhaiten arvioida elementtimenetelmällä suoritetuilla laskelmilla. Lisäksi painumia on mahdollista arvioida jousimalleilla laskettujen siirtymien ja kirjallisuudessa esitettyjen kokemusperäisten kaa-

vojen avulla. Painumien vaikutusta rakenteiden ja rakennusten vaurioihin voidaan arvioida kulmakiertymien avulla. Ohjeellisia raja-arvoja sallituille kulmakiertymille ja muodonmuutoksille on esitetty taulukossa 14.

Taulukko 14. Ohjeellisia kulmakiertymien ja taipumien raja-arvoja. (Tomlinson 1986)

Rakennetyyppi	Vauriotyyppi	Kulmakiertymän raja-arvo
Kehärakenteet ja vahvistetut kantavat rakenteet (esim. teräsbetoni)	Rakenteellisia vaurioita	1/150...1/250
	Murtumia seinissä ja väliseinissä	1/300...1/500
	Taipumatyyppi	Suhteellinen taipuma d/L
Vahvistamattomat kantavat rakenteet (esim. muuratut rakenteet)		L/H=1, 1:2500 L/H=5, 1:1250
		L/H=1, 1:5000 L/H=5, 1:2500

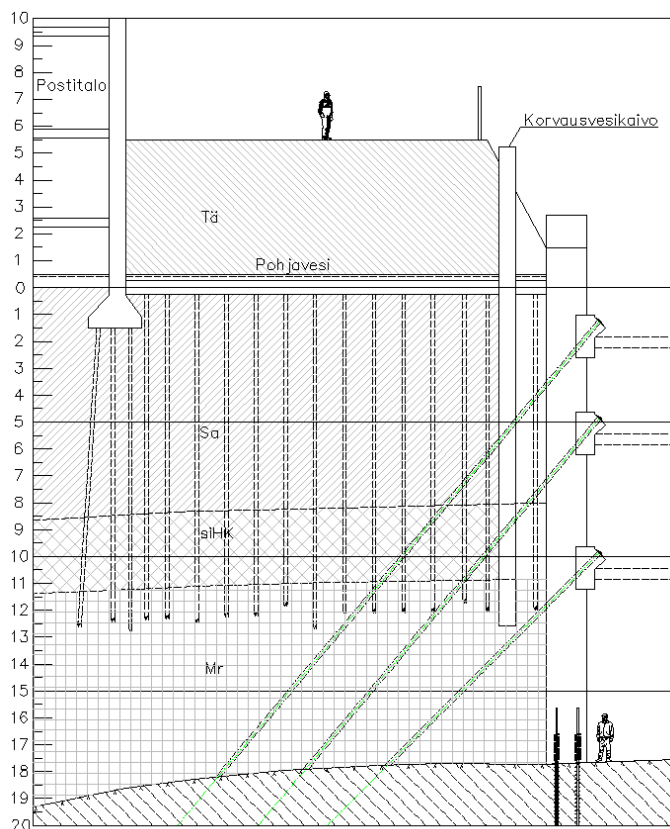
9 CASE: SANOMATALO

9.1 Kohteen yleiskuvaus

Esimerkkikohteena toimii vuonna 1997 Helsingin keskustaan rakennetun Sanomatalon peruskaivanto. Sanomatalo sijaitsee Kluuvin ruhjeen alueella vanhan Töölönlahden painanteen kohdalla. Sen vieressä sijaitsevat Postitalo ja Rautatieasema on perustettu puupaalujen varaan. Kaivanto toteutettiin kallioankkureilla tuetulla kaivinpaalupatoseinällä, jonka annettiin taipua ja siirtyä kaivantoon päin siten, että maanpaine kuormat vähenivät kokonaisuudessaan n. 30 %. Kuormien pienenemisen ansiosta voitiin merkittävästi vähentää työnaikaisten kallioankkureiden määrää. Maanpinta oli tontilla noin +3,0 ja aikoinaan rakennetun epähomogeenisen täytemaakerroksen alapuolinen maaperä oli valtaosaltaan pehmeää savea ja silttiä. Savikerrostuman alapuoliset peruskalliota peittävät maalajit olivat pääosin hiekkaa ja moreenia. Kaivannon syvyys vaihteli 6...23m ja vesipaine-ero oli paikoin yli 19 m. (SIPT Oy 1997)

9.2 Laskentapoikkileikkaus

Laskentapoikkileikkauksena käytetään kohteen Postitalon puoleista kaivinpaalupatoseinää. Tukiseinän rakenteena toimii leikkaava Ø1500 mm kaivinpaaluseinä, joka ankkuroitiin punosankkureilla kallioon. Maanpinta leikkauksen kohdalla oli tasolla noin +5,5 ja kallionpinta tasolla -17,0. Pohjavedenpinta sijaitsi alueella noin tasolla +0,5. Periaateleikkaus laskentapoikkileikkauksen kohdalta on esitetty kuvassa 33.



Kuva 33. Sanomatalon tukiseinän periaateleikkaus. (SIPT Oy 1997)

Valitun leikkauksen kohdalla sijaitseva Postikuja oli perustettu puupaaluille, joiden yläpäässä sijaitseva laatta oli noin tasolla +0,5 ja paalujen alapäävät sijaitsivat tasolla -12,0. Laskennassa Postikujan pengerkuorman oletettiin siirtyvän paalujen välityksellä pohjamaahan tasolle -12,0 ja kuormituksen suuruudeksi oletettiin 90 kN/m². Kaivinpaaluseinän yläpään korko oli +3,0, ja seinän alapäähän oli kaivinpaalujen valun yhteydessä asennettu kalliotapit. Seinän työnaikaisten tukitasojen korot olivat +0,0, -3,0, -6,0 ja -11,0. Seinän yläpään ohjauspalkki ulottui tasolta +3,5 tasoon +1,5. Poikkileikkauksen maakerrosten ominaisuudet on esitetty taulukossa 15.

Taulukko 15. Sanomatalo, maakerrosten ominaisuudet

	Maalaji	Syvyys	Tilavuuspaino γ [kN/m ³]	Kitkakulma ϕ [°]	Koheesio c [kN/m ³]
1.	Tä	+5,5...-1,0	18,0	32	
2.	LjSa	-1,0...-2,5	14,0		15
3.	Hk	-2,5...-3,0	16,0	30	
4.	Savi1	-3,0...-7,0	16,0		16,4
5.	Savi2	-7,0...-10,0	18,3		20
6.	Si	-10,0...-13,0	19,0		30
7.	Hk2	-13,0...-13,5	16,5	33	
8.	Mr	-13,5...-14,0	19,4	35	
9.	Mr2	-14,0...-17,0	21,8	42	

Rakennuskaivannon kaivinpaaluseinä jäi pysyväksi kellarin maanpaineiseksi. Lopullisessa tilanteessa maanpaine kuormat siirrettiin työnaikaisilta kallioankkureilta kellarin välitasoille korkotasolla +3,30, -2,00, -5,40, -10,20 ja -13,30.

9.3 Laskentaohjelmien mallit

Laskennat suoritettiin MsTuki-, GeoCalc- ja Plaxis-ohjelmilla. Ohjelmiin syötettävät mallit pyrittiin saamaan mahdollisimman hyvin toisiaan vastaaviksi ja laskelmilla tutkittiin muun muassa ohjelmien laskemien siirtymien ja tukivoimien eroja sekä siirtymäkertoimien vaikutusta laskennallisiin siirtymiin.

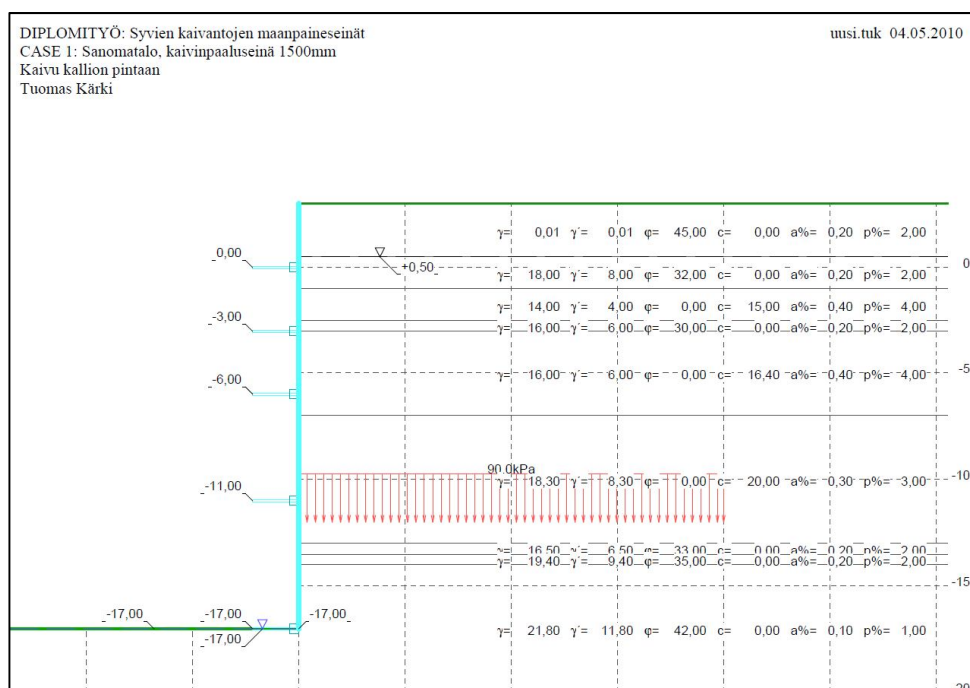
Kaikki maakerrokset mallinnettiin vaakasuorina kerroksina ohjelmien laskentamalleihin. Pintakuormaa ei oletettu työnaikaisessa tilanteessa olevan ja penkereestä muodostuva kuorma mallinnettiin tasaisesti jakautuneena kuormana tasolle -12,0. Koska pengerkuorman oletettiin siirtyvän kokonaisuudessaan paaluille, ohjelmien malleissa maanpinta oletettiin laatan yläpinnan tasolle, tasoon +0,5, seinän yläpään ollessa tasolla -3,0. Laskennat suoritettiin kaivuvaiheittain olettamalla kaivutasoiksi ankkurointitasot. Ylikaivua ankkurointitason alapuolelle ei huomioitu, koska todellisessa kaivutilanteessa kaivannon yleiskaivutaso pidettiin n. 1 m ankkureiden asennustasoa korkeammalla, ja ankkureiden asentamista varten kaivettiin vain kapea kaivanto seinän viereen. Pohjaveden taso kaivannon puolella oletettiin kaivutasoon ja seinän takana sen taso oli +0,5.

Ensimmäisenä kaivutasona laskettiin taso +0,0. Paalulaatan sijainnista johtuen ensimmäisen kaivuvaiheen siirtymät oletettiin merkityksettömän pieniksi joten laskennan tuloksissa ensimmäisenä kaivutasona on esitetty taso -3,0.

Laskelmat tehtiin työnaikaisen tilanteen kallioankkureilla tuetusta seinästä sekä lopullisen tilanteen pysyvästä kellarin maanpaineesta. Lopullisen tilanteen laskenta suoritettiin lepopainemitoituksena.

MsTuki

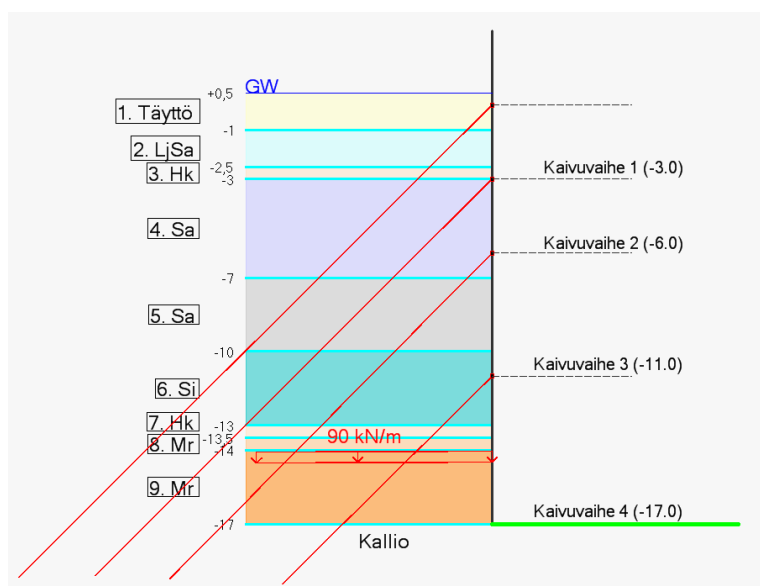
MsTuki-ohjelmassa seinän yläpäättä ei pysty mallintamaan maanpintaa korkeammalle. Tämän vuoksi ohjelman laskentamallissa maanpinta asetettiin tasoon +3,0 mutta ylimmän maakerroksen tilavuuspainoksi annettiin pieni arvo, millä ei katsottu olevan vaikutusta maanpaineeseen. Laskenta suoritettiin kaivuvaiheittain ennen ankkureiden asentamista ja asentamisen jälkeen. Edellisessä laskentavaiheessa muodostuneet siirtymät huomioitiin seuraavassa laskentavaiheessa ja näin edettiin lopulliseen kaivutasoon. Laskettuja kaivuvaiheita ankkurien jännitykset mukaan luettuna oli yhdeksän kappaleetta. Seinän alapään kalliotappi mallinnettiin täysin jäykkänä tukena joka oli mukana laskennassa alusta lähtien. Ohjelman malli on esitetty kuvassa 34.



Kuva 34. Sanomatalo, MsTuki-ohjelman laskentamalli.

GeoCalc

GeoCalc-ohjelman laskelmat suoritettiin DCM- (Displacement Controlled Model) mallilla, mihin syötettävät lähtötiedot vastaavat MsTuki-ohjelman lähtötietoja. Seinän yläpää mallinnettiin 2,5 m maan- ja pohjavedenpintaa korkeammalle ja seinän alapään kalliotappi ohjelman sisältämän kalliotapin mallinnuksen avulla. Savikerroksille valittiin materiaalityypiksi suljettu tila (undrained), ja muut kerrokset mallinnettiin avoimessa tilassa. Ohjelmassa kaivuvaiheet lasketaan automaattisesti ja myös ankkurin esijännitys lasketaan erillisenä vaiheena. Laskelmiin valittiin neljä palkkielementtiä metriä kohden. Kuvassa 35 on esitetty GeoCalc-ohjelman malli.

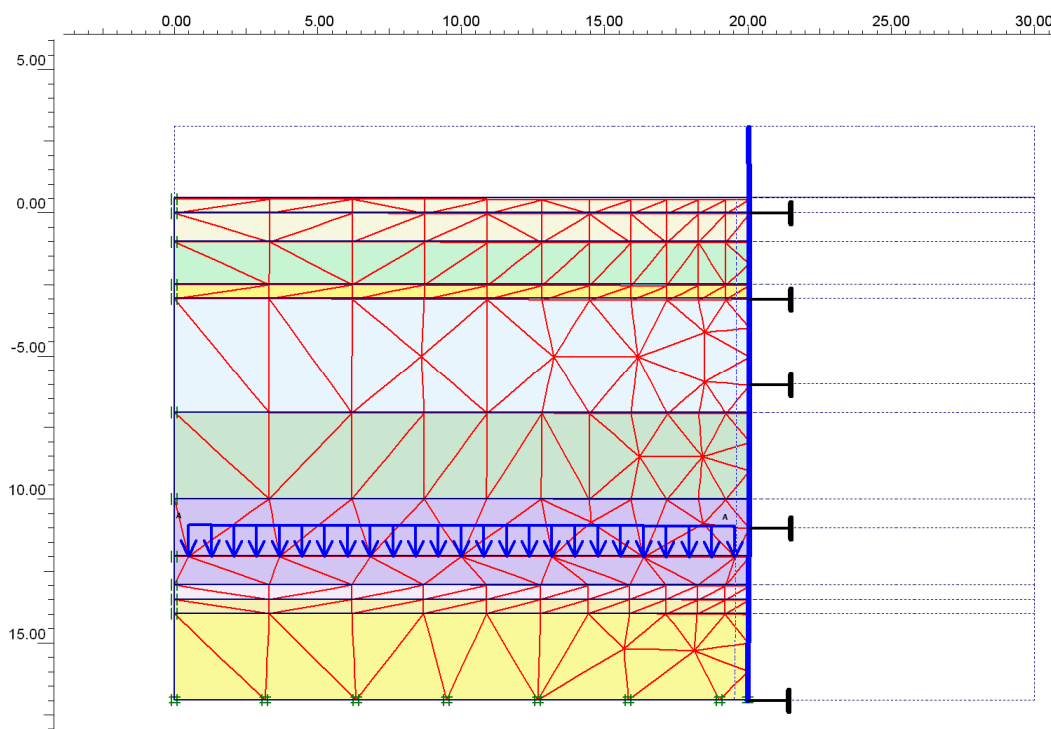


Kuva 35. Sanomatalo, GeoCalc-ohjelman laskentamalli.

Plaxis

Plaxis-ohjelman laskelmat suoritettiin Mohr-Coulomb materiaalmallilla. Kuvassa 36 on esitetty käytetty geometriamalli. Savikerroksille valittiin materiaalityypiksi suljettu tila (undrained) ja muut kerrokset mallinnettiin avoimessa tilassa. Elementtiverkkomalli sisälsi 15-solmuisia elementtejä 424 kappaletta ja laskenta suoritettiin staged construction- tyyppisellä laskennalla, jossa kaivuvaiheet ja ankkureiden asennus lasketaan erillisinä vaiheina. Laskentatilanteita muodostui näin 10 kappaletta. Alkujännitykset määritettiin maanpinnan tasolla +0,5 ilman paaluilta tulevaa kuormaa. Paalukuorman lisäys mallinnettiin omana vaiheenaan, jonka

jälkeen siirtymät nollattiin ja laskettiin varsinaiset kaivuvaiheet. Alapään kallio-
tappi mallinnettiin tukena ja tuen kohdalla mallin reunaehtoina oli estetty vain
pystysuuntainen liike. Muilta osin mallin reunaehdot annettiin standard fixities
menetelmällä, jolloin vaakasiirtymät mallin sivureunoilla ja pysty- sekä vaakasiir-
tymät mallin alareunassa on estetty.



Kuva 36. Sanomatalo, Plaxis-ohjelman laskentamalli.

9.4 Ohjelmien lähtötietoparametrit

Laskennan lähtötietoina ohjelmiin syötettävät parametrit on kokonaisuudessaan esitetty liitteissä 1, 2, ja 3. Lähtötietojen valinnassa ja määrittämisessä pyrittiin saamaan eri ohjelmiin mahdollisimman samankaltaiset tilanteet, jotta tulokset olisivat vertailukelpoisia.

Maakerrosten siirtymäparametreja arvioitiin taulukon 16 mukaan. GeoCalc-ohjelmassa parametreiksi ξ_{50a} ja ξ_{50} valittiin arvo 0,5, jolloin päädytään samanlaiseen lineaariseen siirtymäfunktioon kuin MsTuki-ohjelmassa. Vertailevia laskentoja suoritettiin rakennuskaivantoohjeessa RIL 181 1989 esitettyjen siirtymäker-

toimien mukaan. Suljetun tilan lepopaine kertoimena K_{0ud} savelle käytettiin arvoa 0,9. Lepopaineen säilymistä kaivannon puolella ei tutkittu.

Taulukko 16. Laskennoissa käytettyjen siirtymäkertoimien määrittäminen (IPT Oy 1989)

Siirtymä		Kitkamaa		Koheesiomaa
P_a	P_p	D_r , suht tiiveys		c [kPa]
0,005 H_a	0,05 H_p	0-0,2	er. löyhä	< 12,5 (hyvin pehmeä)
0,004 H_a	0,04 H_p	0,2-0,4	löyhä	12,5-25 (pehmeä)
0,003 H_a	0,03 H_p	0,4-0,6	keskitiivis	25-50 (puolikiinteä)
0,002 H_a	0,02 H_p	0,6-0,8	tiivis	50-100 (kiinteä)
0,001 H_a	0,01 H_p	0,8-1,0	er. tiivis	>100 (er. kiinteä)

H_a on seinän maassa olevan osan korkeus, johon aktiivinen maanpaine kohdistuu

H_p on seinän maassa olevan osan korkeus, johon passiivinen maanpaine kohdistuu

Plaxis-ohjelman Mohr-Coulombin materiaalmalliin lähtötietona annettavien maakerrosten kimmomodulien arvot pidettiin vakiona koko kerroksen paksuudella. Sekä kimmomoduli että Poissonin luku syötettiin tehokkaina parametriarvoina ja dilataatiokulmalle käytettiin arvoa nolla.

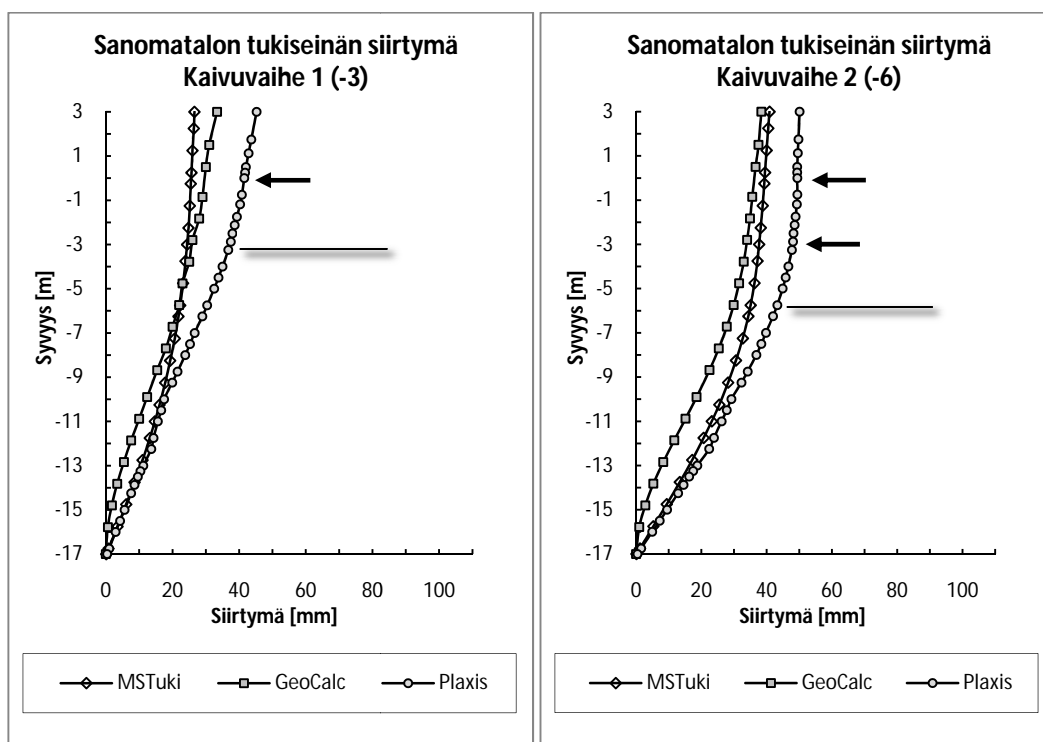
Seinän jäykkyyttä arvioitiin kaavoilla 17 ja 19. Seinän muoto yksinkertaistettiin suorakaiteen muotoiseksi ja raudoitusta ei huomioitu. Valmis kaivinpaaluseinä oletettiin halkeilleeksi betonirakenteeksi, jonka kimmomodulin suuruutena käytettiin 1/5 halkeilemattoman betonirakenteen kimmomodulista. Seinäkitkan arvot valittiin sivu 24 taulukon 5 mukaan. Lisäksi tutkittiin passiivipuolen seinäkitkan vaikutusta käyttämällä GeoCalc-ohjelmassa Eurokoodin suunnitteluohjeen RIL 207 2009 mukaista ohjeellista arvoa $0,5\phi$ passiivipuolen seinäkitkalle.

Tukien jousivakioita arvioitiin ankkureiden venymäpituuksien 25 m, 20 m, 15 m ja 6 m mukaan. Käytetyt arvot on esitetty liitteessä 1. Seinän alapään kalliotappi arvioitiin täysin jäykäksi tueksi. Tukien esijännitysvoimat eivät olleet tiedossa vaan seinän rakennusvaiheessa esijännitysvoimia säädettiin seinän siirtymien mukaan. Laskelmissa tukitasoille valittiin esijännitysvoimiksi 20kN/jm, 50 kN/jm ja 100kN/jm sekä alimmalle tukitasolle 150 kN/jm.

9.5 Laskennan tulokset ja niiden vertailu

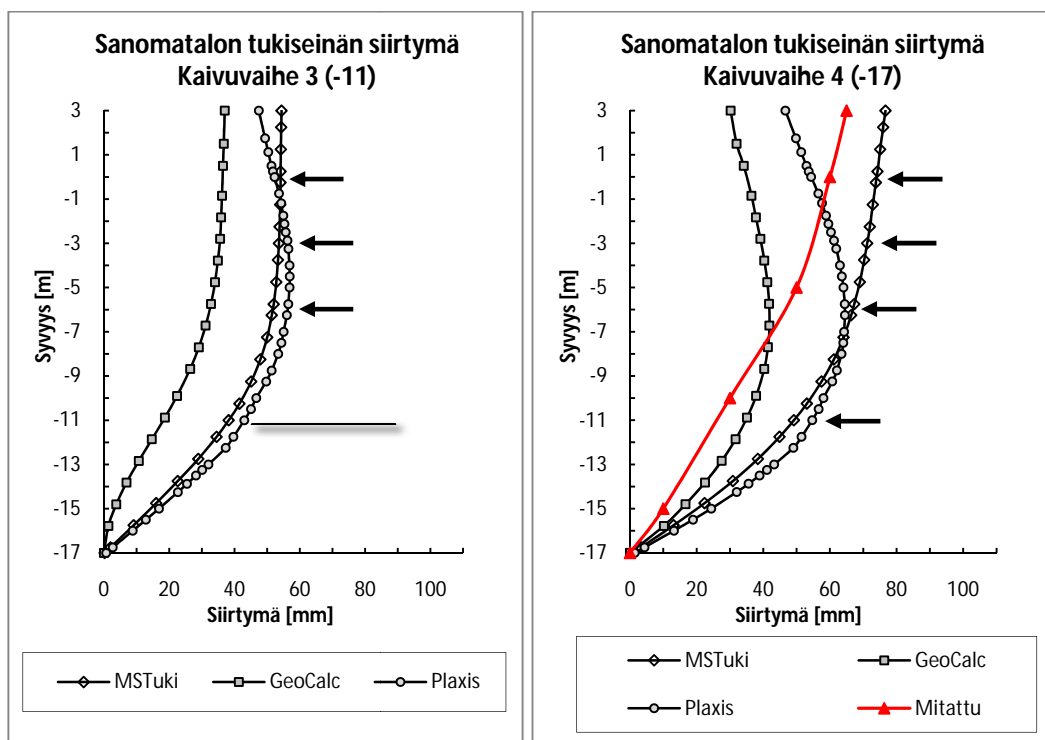
9.5.1 Siirtymät

Aluksi selvitettiin tukiseinän siirtymien suuruutta eri kaivuvaiheissa ja eri ohjelmien välillä. Tukiseinän siirtymät laskettiin kaivuvaiheissa 1. (+0,0), 2. (-3,0), 3. (-6,0) ja 4. (-17,0). Siirtymäkertoimina MSTuki- ja GeoCalc-ohjelmissa on käytetty taulukon 16 mukaisia kertoimia ja seinäkitkakertoimena kaikissa ohjelmissa arvoa 1,0φ. Kaivuvaiheiden 1 ja 2 siirtymät on esitetty kuvassa 37.



Kuva 37. Sanomatalon tukiseinän siirtymät kaivuvaiheissa 1 ja 2.

Kuvasta 37 havaitaan, että seinän yläosan tukien pienten jousivakioiden sekä pienten esijännitysvoimien vuoksi seinän yläpää siirtyy kaivantoon päin jo pienillä kaivussyvyyksillä siirtymien ollessa kaivuvaiheessa 1 yli 25mm. Suurin siirtymä saadaan Plaxis-ohjelmalla yläpään siirtymän ollessa n. 45 mm. Kaivuvaiheessa 2 seinän siirtymät ovat kaikilla ohjelmilla lähellä toisiaan. Seinän yläosan siirtymät kasvavat maltillisesti ja suurimmat siirtymät tapahtuvat kaikilla ohjelmilla kaivutason alapuolella. Kaivuvaiheiden 3 ja 4 siirtymät on esitetty kuvassa 38.



Kuva 38. Sanomatalon tukiseinän siirtymät kaivuvaiheissa 3 ja 4.

Kaivuvaiheessa 3 (taso -11,0) MsTuki- ja Plaxis-ohjelmilla lasketut siirtymät ovat hyvin lähellä toisiaan, suurimman siirtymän ollessa noin 55 mm. GeoCalc-ohjelman siirtymät poikkeavat näistä selvästi. GeoCalcin siirtymät tapahtuvat pääasiassa tason -5,0 alapuolella, jolloin seinän yläpään siirtymät pienenevät.

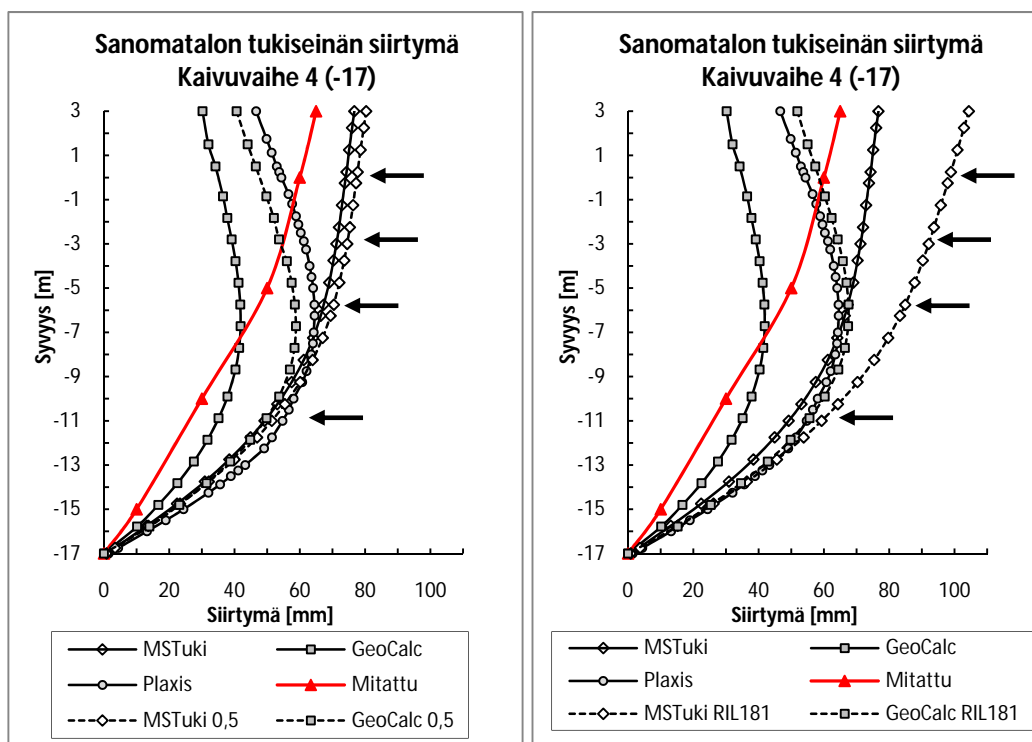
Viimeisessä kaivuvaiheessa suurimmat siirtymät saadaan MsTuki-ohjelmalla, seinän yläpään siirtymän ollessa noin 77 mm. Kohteessa suoritettujen mittausten mukainen seinän yläpään siirtymä oli 65 mm. Siirtymän muoto vastaa mitattuja arvoja eron ollessa koko seinän osuudella n.10..20 mm.

Plaxis-ohjelman siirtymät vastaavat MsTuki-ohjelman siirtymiä seinän alaosaan noin tasolle -6,0 missä sijaitsee myös suurimman siirtymän arvo noin 65mm. Seinän ala- ja keskiosan pehmeiden savi- ja silttikerrosten siirtymät ovat selvästi mitattuja suurempia, kun taas seinän yläpään siirtymät jäävät mitattuja pienemmiksi.

GeoCalcilla lasketut siirtymät poikkeavat selvästi kahden muun ohjelman siirtymistä. Seinän alaosan siirtymät ovat hyvin lähellä mitattuja arvoja noin tasoon -

7,0 asti, jonka yläpuolella siirtymät jäävät selvästi mitatuista arvoista. Seinän yläpään siirtymä on yli 50 % mitattua arvoa pienempi.

Kuvassa 39 on esitetty lopullisten siirtymien lisäksi Rakennuskaivanto-ohjeen mukaisilla siirtymäkertoimilla lasketut siirtymät MsTuki- ja GeoCalc-ohjelmilla. Kuvaajista nähdään että molemmissa tapauksissa siirtymät kasvavat jopa 35...40 %. Siirtymäkertoimet eroavat erityisesti pehmeiden savikerrosten aktiivipuolen kertoimien osalta muutoksen ollessa noin 10-kertainen. Merkille pantavaa on myös se, että rakennuskaivanto-ohjeen kertoimilla GeoCalcin siirtymä käyrä on lähes identtinen Plaxis-ohjelman käyrän kanssa. Kuvassa 39 on esitetty myös siirtymäkäyrät MsTuki- ja GeoCalc-ohjelmissa, kun seinäkitkan arvona passiivipuolella on käytetty arvoa 0,5φ ja 1,0φ. Kuvaajasta nähdään että GeoCalc-ohjelmassa seinäkitkan vaikutus on varsin suuri, suuruusluokaltaan yli 35 %. MsTuki-ohjelmassa seinäkitkan vaikutus siirtymiin jää varsin pieneksi.



Kuva 39. Sanomatalon tukiseinän siirtymät lopullisessa tilanteessa eri passiivipuolen seinäkitkan (vasen kuva) ja siirtymäkertoimien (oikea kuva) arvoilla.

Laskennassa käytetyillä esijännitysvoimilla oli suuri merkitys seinän siirtymiin. Koska todellisia esijännitysvoimia ei ollut tiedossa, tulee laskettujen siirtymien vertailuun todellisiin siirtymiin suhtautua tietyin varauksin.

9.5.2 Tukivoimat

Tukivoimien suuruutta tarkasteltiin kaivuvaiheittain. Laskennan tulokset on esitetty taulukossa 17. Tukivoimien jakautuminen on hyvin samansuuntaista kaikilla lasketuilla ohjelmilla. Suurimmat erot ovat lepopainemitoituksessa, jossa GeoCalcin arvot poikkeavat selvästi MsTuki- ja Plaxis-ohjelman arvoista, jotka ovat lähes identtisiä. Lepopainemitoitus on tässä tehty työnaikaisilla tukitasoilla.

Taulukko 17. Sanomatalon tukiseinä. Lasketut tukivoimat [kN/m]kaivuvaiheittain.

		Kaivuvaihe 1 (-3.0)	Kaivuvaihe 2 (-6.0)	Kaivuvaihe 3 (-11.0)	Kaivuvaihe 4 (-17.0)	Lepo- paine
Tukitaso 1 (+0.0)	MsTuki	92	82	81	87	23
	GeoCalc	105	119	115	113	227
	Plaxis	124	170	172	177	11
Tukitaso 2 (-3.0)	MsTuki		169	189	185	171
	GeoCalc		125	132	155	236
	Plaxis		109	152	177,2	147,1
Tukitaso 3 (-6.0)	MsTuki			293	268	354
	GeoCalc			159	240	284
	Plaxis			306	360	428
Tukitaso 4 (-11.0)	MsTuki				490	1404
	GeoCalc				553	412
	Plaxis				548	1295
Kalliotappi (-17.0)	MsTuki				801	575
	GeoCalc				709	1006
	Plaxis				921	558

Yhteensä

MsTuki	1831,7	2526,3
GeoCalc	1769,6	2164,8
Plaxis	2182,7	2438,5

Viimeisen kaivuvaiheen yhteenlasketut tukivoimat on esitetty taulukon 17 lopussa. Suurimmat yhteenlasketut arvot on saatu Plaxis-ohjelmalla. Eroa Plaxis-ohjelman lepopaine- ja aktiivipainemitoituksen maanpainekuormien välillä on vain noin 12 %. Vastaavat arvot MsTuki- ja GeoCalc-ohjelmilla ovat 38 % ja 22

%. Kokonaiserot yhteenlasketuissa maanpaineuormissa eri ohjelmien välillä olivat sekä lepopaine- että aktiivipainemitoituksessa noin 17-23 %. Seinäkitkan vaikutusta tukivoimiin tutkittiin laskemalla tukivoimat passiivipuolen seinäkitkan arvoilla $0,5\phi$ ja $1,0\phi$. Lisäksi tutkittiin siirtymäkertoimien vaikutusta tukivoimiin johtamalla siirtymäkertoimien arvot taulukossa 2 esitetyistä arvoista. Taulukossa 18 on esitetty laskennan tulokset sekä perustilanteessa lasketut tukivoimat.

Taulukko 18. Sanomatalon tukiseinä. Siirtymäkertoimien ja passiivipuolen seinäkitkan vaikutus tukivoimiin [kN/m].

		$\delta p=1,0\phi$	$\delta p=0,5\phi$	Siirtymäkertoimet (taulukko2)
Tukitaso 1 (+0.0)	MsTuki	87	92	95
	GeoCalc	113	144	165
Tukitaso 2 (-3.0)	MsTuki	185	187	211
	GeoCalc	154	198	199
Tukitaso 3 (-6.0)	MsTuki	268	268	323
	GeoCalc	240	246	291
Tukitaso 4 (-11.0)	MsTuki	490	471	669
	GeoCalc	553	351	471
Kalliotappi (-17.0)	MsTuki	801	811	799
	GeoCalc	709	872	885

Yhteensä	MsTuki	1832	1829	2098
	GeoCalc	1770	1811	2010

Taulukosta 18 nähdään että MsTuki-ohjelmassa passiivipuolen seinäkitkan arvon vaikutus yhteenlaskettuihin tukivoimiin on lähes olematon ja GeoCalc-ohjelmassakin vaikutus on vain noin 2 %:n luokkaa. GeoCalc-ohjelmassa seinäkitkan vaikutus näkyy erityisesti tukitason 4 ja kalliotapin tukireaktioissa jotka sijaitsevat lähellä alimpia suuren kitkakulman omaavia maakerroksia. Siirtymäkertoimien vaikutus tukivoimiin on molemmissa ohjelmissa noin 14 % eli yhteenlasketut tukivoimat kasvavat hieman yli 200 kN.

Tukivoimat laskettiin myös lopullisessa tilanteessa, jossa lopulliset kellarin välitasot on rakennettu ja ne ottavat vastaan ulkoseinältä tulevat maanpaineuormat.

Mitoitus tehtiin lepopainemitoituksena ja tulokset on esitetty taulukossa 19. MsTuki- ja Plaxis-ohjelmilla lasketut arvot ovat hyvin lähellä toisiaan. Plaxis-ohjelman laskennassa ei ole huomioitu vaiheittaista kaivua, mikä vastaa paitsi todellista, myös MsTuki-ohjelman laskentatilannetta. GeoCalc-ohjelmassa ei ole mahdollisuutta laskea vain lopullista kaivuvaihetta vaan ohjelma laskee myös välitukien kaivuvaiheet automaattisesti. GeoCalc-ohjelman lopulliset tukivoimat poikkeavat selvästi muilla ohjelmilla lasketuista tukivoimien arvoista.

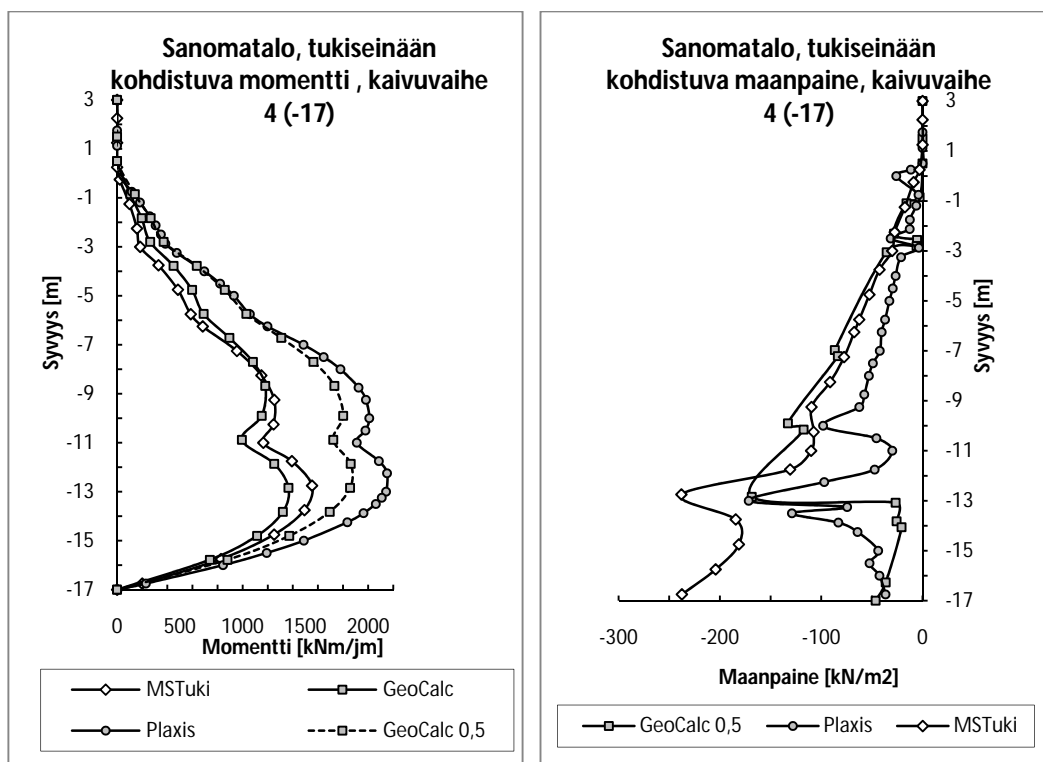
Taulukko 19. Sanomatalon tukiseinän lopullisen tilanteen tukivoimat[kN/m].

		Lopullinen tilanne, lepopaine (-17.0)
Tukitaso 1 (+3.3)	MsTuki	65
	GeoCalc	579
	Plaxis	47
Tukitaso 2 (-2.0)	MsTuki	376
	GeoCalc	334
	Plaxis	417
Tukitaso 3 (-5.4)	MsTuki	789
	GeoCalc	310
	Plaxis	764
Tukitaso 3 (-10.2)	MsTuki	1002
	GeoCalc	774
	Plaxis	1036
Tukitaso 4 (-13.3)	MsTuki	873
	GeoCalc	1759
	Plaxis	926
Kalliotappi (-17.0)	MsTuki	345
	GeoCalc	188
	Plaxis	370
Yhteensä	MsTuki	3451
	GeoCalc	4101
	Plaxis	3560

9.5.3 Maanpaine ja momentti

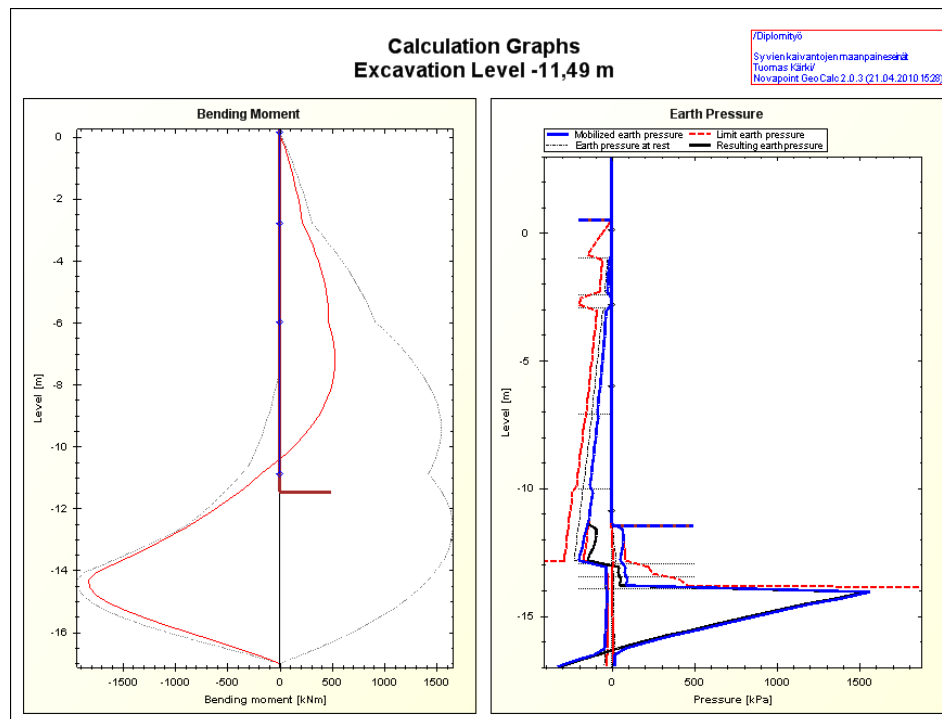
Tukiseinään kohdistuvan maanpaineen ja taivutusmomentin suuruutta tarkasteltiin eri ohjelmilla kaivuvaiheessa 4. Maanpaineiden ja taivutusmomenttien kuvaajat on esitetty kuvassa 40. Maanpaineiden kuvaajissa havaitaan eroja erityisesti sei-

nän alaosan kitkamaakerroksissa. MsTuki-ohjelman maanpaineet kasvavat loivasti seinän alapäähän asti kun taas GeoCalcin maapaine muuttuu voimakkaasti syvyydeltä -13 alaspäin. Myös Plaxis-ohjelmassa maanpaineet pienevät tason -13 alapuolella, mutta pieneneminen on maltillisempaa kuin GeoCalcin tuloksissa. GeoCalcilla lasketut maanpaineet laskettiin passiivipuolen seinäkitkan arvolla $0,5\phi$.

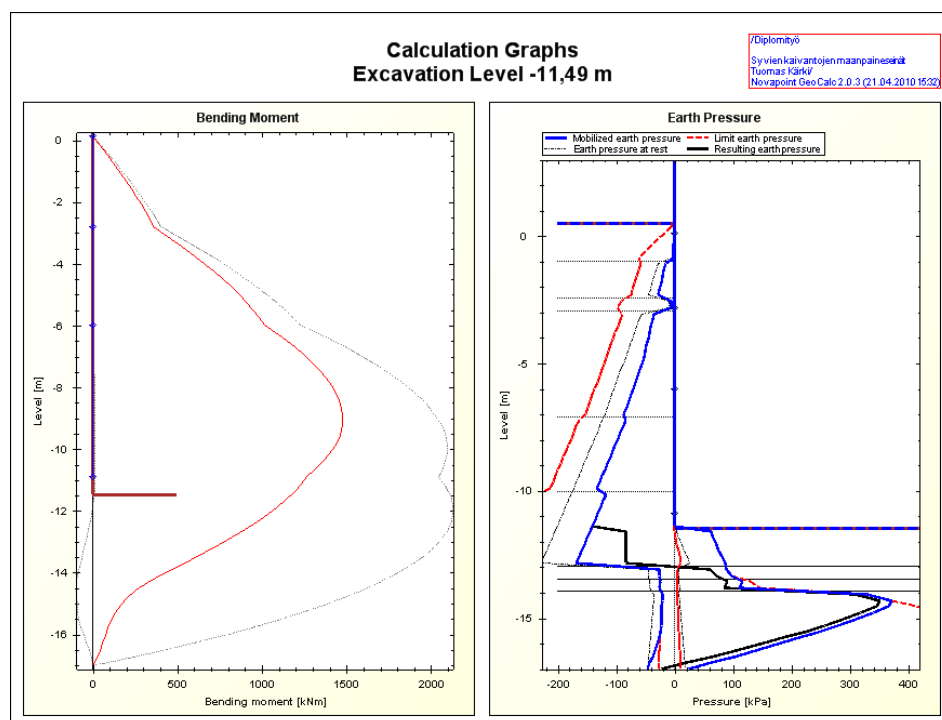


Kuva 40. Sanomatalon tukiseinään kohdistuvat taivutusmomentti- ja maanpainejakaumat.

Plaxis-ohjelmalla laskettu taivutusmomenttikuvio eroaa suuruudeltaan muiden ohjelmien arvoista. MsTuki- ja GeoCalc-ohjelmilla lasketut taivutusmomenttikuviot ovat hyvin lähellä toisiaan ja tuloksia voidaan pitää käytännössä samoina. Käyttämällä passiivipuolen seinäkitkan arvona $0,5\phi$ GeoCalc-ohjelman momenttikuvio lähenee suuruudeltaan Plaxis-ohjelman arvoja. Kuvissa 41 ja 42 on esitetty GeoCalc-ohjelman taivutusmomentti ja maanpaine kuvaajat kaivuvaiheessa 3 (taso -11,0) kun on käytetty passiivipuolen seinäkitkan arvoa $0,5\phi$ ja $1,0\phi$. Kuvas- ta havaitaan, että seinäkitkan arvo $0,5\phi$ aiheuttaa voimakkaan passiivipaine- ja momenttipiikin tason -11 alapuoleisissa kitkamaakerroksissa.



Kuva 41. Seinäkitkakertoimen vaikutus Sanomatalon tukiseinän taivutusmomentti- ja maanpainekuvaajiin. $\delta_p = 1,0\varphi$



Kuva 42. Seinäkitkakertoimen vaikutus Sanomatalon tukiseinän taivutusmomentti- ja maanpainekuvaajiin. $\delta_p = 0,5\varphi$

9.6 Yhteenveto Sanomatalo

Eri ohjelmilla suoritettujen laskelmien tuloksia tarkasteltaessa havaittiin, että MsTuki-ohjelman siirtymät poikkeavat melko selvästi sekä Plaxis-ohjelman, että GeoCalc-ohjelman siirtymistä. MsTuki-ohjelmassa seinän siirtymä/taipuma vastaa muodoltaan todellisia mitattuja arvoja mutta suuruudeltaan siirtymät ovat mitattuja ja suurempia. Plaxis- ja GeoCalc-ohjelmissa lasketut siirtymät ovat mitattuja siirtymiä suurempia seinän keskiosassa, kun taas yläosan siirtymät ovat mitattuja pienempiä. Laskennassa järeän seinän yläpää siirtyi selvästi kaivantoon päin jo varsin pienillä kaivussyvyyksillä, kun todellisessa tilanteessa suurimmat siirtymät esiintyivät myöhemmissä kaivuvaiheissa. Käytettäessä GeoCalc-ohjelmassa seinäkitkan passiivipuolella arvoa $0,5\phi$ ohjelman laskemat siirtymät ovat hyvin lähellä Plaxis-ohjelman siirtymiä sekä muodoltaan että suuruudeltaan. Siirtymäker toimien vaikutus seinän siirtymiin todettiin varsin suureksi. Siirtymät kasvoivat lähes 40 %, kun taas siirtymäker toimien vaikutus tukivoimiin jäi suhteessa selvästi pienemmäksi.

Tukivoimien jakautuminen on kaikilla ohjelmilla melko samansuuntaista. Suurimmat yhteenlasketut tukivoimat saadaan Plaxis-ohjelmalla ja ”kevein” mitoitus GeoCalc-ohjelmalla. Lopullisen tilanteen lepopainemitoituksessa Plaxis- ja MsTuki-ohjelmien tukivoimat ovat erittäin lähellä toisiaan, kun taas GeoCalcin tulokset poikkeavat selvästi edellisistä sekä suuruudeltaan että jakautumiseltaan.

Taivutusmomenttikuviot ovat kaikilla ohjelmilla muodoiltaan yhteneväisiä. Suurin momentti saadaan seinän alaosassa Plaxis-ohjelmalla. GeoCalc-ohjelman taivutusmomenttijakauma vastaa MsTuki-ohjelman momenttijakaumaa, kun $\delta_p=0,5\phi$ ja Plaxis-ohjelman jakaumaa kun $\delta_p=1,0\phi$. Maanpainekuvaajat ovat eri ohjelmilla muodoltaan samanlaisia, mutta poikkeavat suuruudeltaan erityisesti seinän alaosassa.

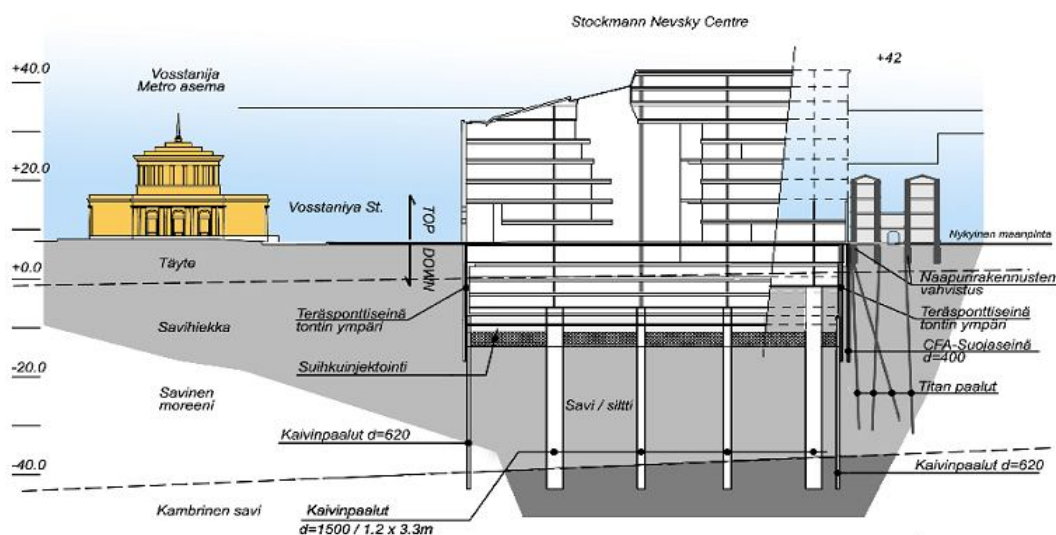
Laskelmien tulokset eri ohjelmilla ovat pääsääntöisesti samansuuntaisia ja varsin luotettavia. Eroja esiintyy erityisesti siirtymien suuruudessa ja lepopainemitoituksen tukivoimien suuruudessa.

10 CASE: STOCKMANN NEVSKY CENTRE

10.1 Kohteen yleiskuvaus

Esimerkkikohteena 2 toimii Pietarin keskustaan vuosina 2009-2010 rakennetun Stockmann tavaratalon peruskaivanto. Kohde sijaitsee keskeisellä paikalla Nevsky Prospektilla Vosstanija metroaseman ja Moskovan rautatieaseman välittömässä läheisyydessä.

Tonttia rajaa yhdellä sivulla Pietarin pääkatu Nevsky Prospekt ja yhdellä sivulla sen poikkikatu Vosstanija ulitsa. Kaksi muuta sivua rajautuu naapurirakennuksiin, jotka ovat maanvaraan perustettuja. Pintatäyttöjen alla on noin 4 -metrin hiekkapatja, jonka varaan talot on rakennettu. Hiekan alla on erilaisia siltisen saven ja savisen siltin kerroksia noin 40 metrin syvyyteen, jossa on kova gambrinen savi. Rakennuksen kellarit rakennettiin järeiden ponttiseinien suojassa ns. top-down menetelmällä, eli tukemalla ponttiseinät kaivun edetessä katutasosta alaspäin valuttuihin betonitasoihin. Ponttiseinät asennettiin tehokkailla suurtaajuusvibroilla. Periaatteellinen poikkileikkaus on esitetty kuvassa 43. (FCG Oy 2009)



Kuva 43. Stockmann Pietari, periaatteellinen poikkileikkaus. (FCG 2010)

10.2 Laskentapoikkileikkaus

Laskentapoikkileikkaus valittiin naapurirakennuksiin rajautuvan sivun keskikohdalta. Tukiseinänä toimi järeä ponttiseinä HZ775B, joka tuettiin betonisiin, kaivun edetessä valettuihin välitasoihin. Maanpinta poikkileikkauksen kohdalla oli +6,4 ja alin kaivutaso -9,0. Pohjavedenpinta alueella oli noin tasolla +4,5. Viereisten rakennusten perustuksia vahvistettiin Titan- paaluilla ja laskennassa rakennusten kuormien oletettiin siirtyvän paaluille. Ponttiseinän alapään taso ulottui tasolle -17,6 ja seinä tuettiin tasoilta +6,4, +4,0 (väliaikainen tuki), +2,4 ja -0,6 ja -6,6. Maakerrosten ominaisuudet on esitetty taulukossa 20.

Taulukko 20. Stockmann, maakerrosten ominaisuudet.

	Maalaji	Syvyys	Tilavuuspaino γ [kN/m ³]	Kitkakulma ϕ [°]	Koheesio c [kN/m ³]
1.	Tä	+6,4...+4,0	18,0	31	0,2
2.	siHk	+4,0...+2,4	20,0	32	5
3.	hkSi	+2,4...0,4	19,9	15	12
4.	siHk	+0,4...-0,6	18,0	32	5
5.	saSi	-0,6...-7,4	18,0	7	11
6.	saSi	-7,4...-10,2	19,6	17	12
7.	saSi	-10,2...	22,0	25	33
8.	s.injektointi	-10,2...-11,6	20,9	32	500

Kaivannon puolelle alimman kaivutason alapuolelle tehtiin n. 1,4 m paksu suihkuinjektointikerros ponttiseinän siirtymien pienentämiseksi.

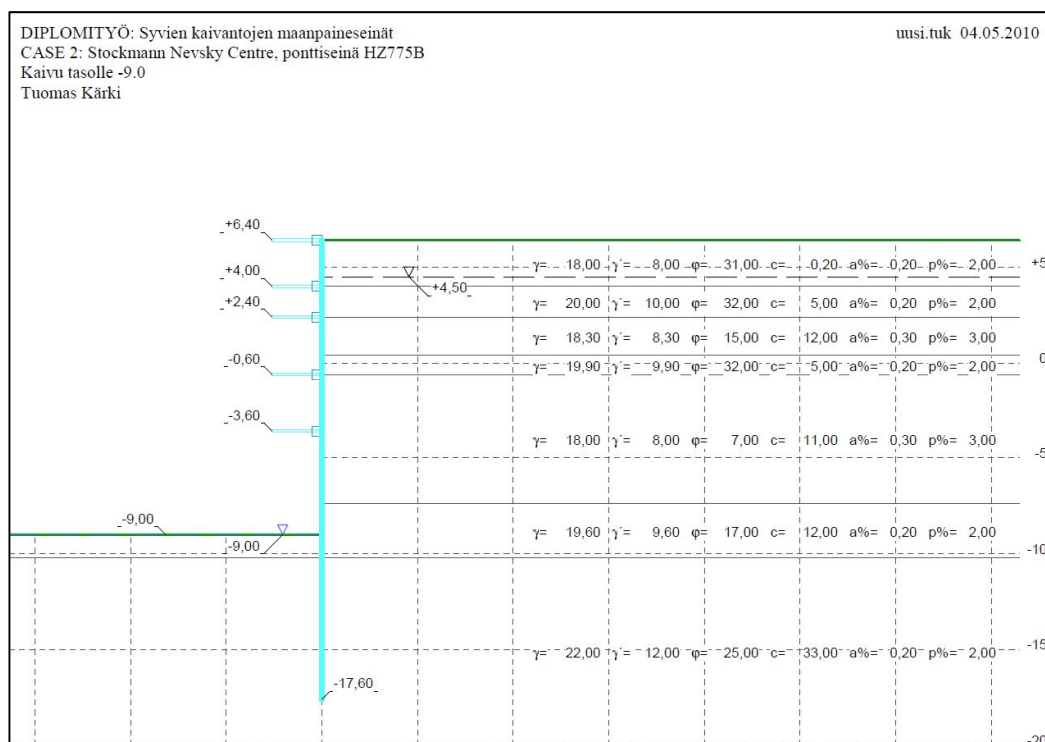
10.3 Laskentaohjelmien mallit

Laskennat suoritettiin MsTuki-, GeoCalc- ja Plaxis-ohjelmilla. Ohjelmiin syötettävät mallit pyrittiin saamaan mahdollisimman hyvin toisiaan vastaaviksi ja laskelmilla tutkittiin muun muassa ohjelmien laskemien siirtymien ja tukivoimien sekä laskennallisten siirtymien eroja kohteesta mitattuihin siirtymiin. Koska MsTuki-ohjelmassa ei ole mahdollista antaa eri parametrejä seinän eri puolille, vertailu ohjelmien välillä tehtiin ensin ilman kaivutason alapuolista suihkuinjektointikerrosta. Lopuksi tutkittiin suihkuinjektointikerroksen vaikutusta siirtymiin viimeisessä kaivuvaiheessa GeoCalc- ja Plaxis-ohjelmilla.

Laskelmat suoritettiin kaivuvaiheittain eri ankkurointitasoille ja asennuksen vaatimana kaivuvarana pidettiin 1,2 m. Väliaikainen tukitaso +4,0 poistettiin laskennan edetessä seuraavalle kaivutasolle. Pohjaveden taso kaivannon puolella oletettiin kaivutasoon ja seinän takana sen taso oli +4,5. Laskennat tehtiin sekä työn aikaisille kaivutilanteille että lopulliselle tilanteelle lepopainemitoituksena.

MsTuki

MsTuki-ohjelmassa ei ole mahdollista mallintaa toisistaan poikkeavia maakerroksia seinän eri puolille. Kaivannon sisäpuolella, kaivutason alapuolella, sijaitseva suihkuinjektoitu maakerros mallinnettiin tukitasona, jonka jousivakioksi arvioitiin 5000kN/m/jm. Laskenta suoritettiin kaivuvaiheittain, jolloin laskentavaiheita oli viisi kappaletta, ja edellisessä laskentavaiheessa muodostuneet siirtymät huomioitiin seuraavan laskentatilanteen lähtötiedoissa. Ohjelman malli on esitetty kuvassa 44.

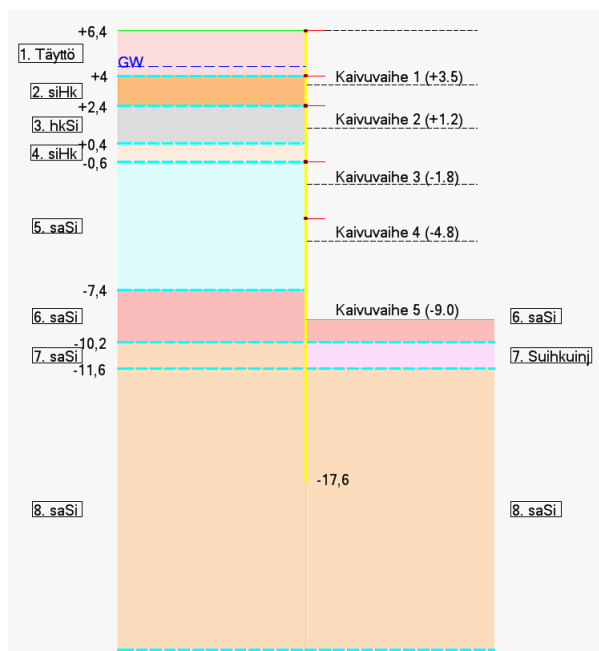


Kuva 44. Stockmann, MsTuki-ohjelman laskentamalli.

GeoCalc

GeoCalc-ohjelman laskelmat suoritettiin DCM-mallilla (Displacement Controlled Model). Pehmeä savinen silttikerros mallinnettiin suljetussa tilassa (undrained), ja

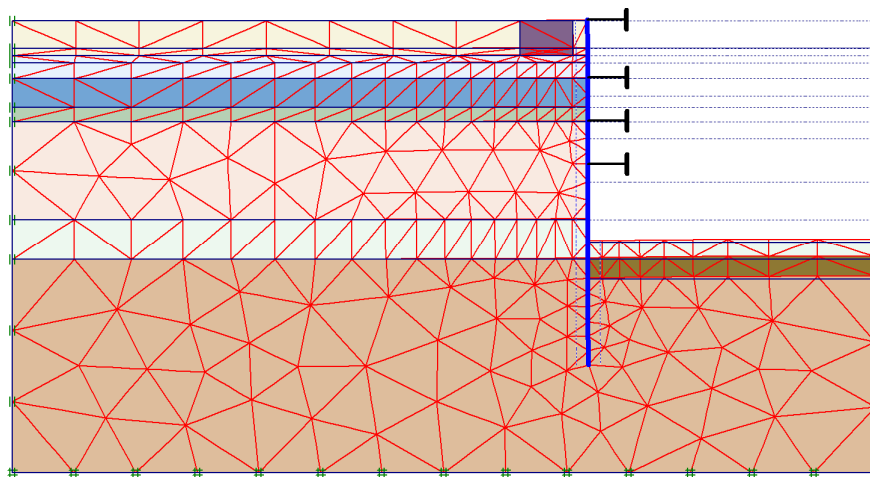
muut kerrokset mallinnettiin avoimessa tilassa. Kaivannon puoleinen suihkuinjektointikerros mallinnettiin omana maakerroksena. Laskelmiin valittiin neljä palkkielementtiä metriä kohden. Kuvassa 45 on esitetty GeoCalc-ohjelman malli.



Kuva 45. Stockmann, GeoCalc-ohjelman laskentamalli.

Plaxis

Plaxis-ohjelman laskelmat suoritettiin Mohr-Coulomb materiaalimallilla. Savinen silttikerros mallinnettiin suljetussa tilassa (undrained), ja muut kerrokset mallinnettiin avoimessa tilassa. Kaivannon puoleinen suihkuinjektointikerros mallinnettiin omana maakerroksena. Elementtiverkkomalli sisälsi 15-solmuisia elementtejä 664 kappaletta. Mallin reunahdoiksi annettiin standard fixities- reunaehdot ja laskentavaiheita oli kuusi. Plaxis-ohjelman laskentamalli on esitetty kuvassa 46.



Kuva 46. Stockmann, Plaxis-ohjelman laskentamalli.

10.4 Ohjelmien lähtötietoparametrit

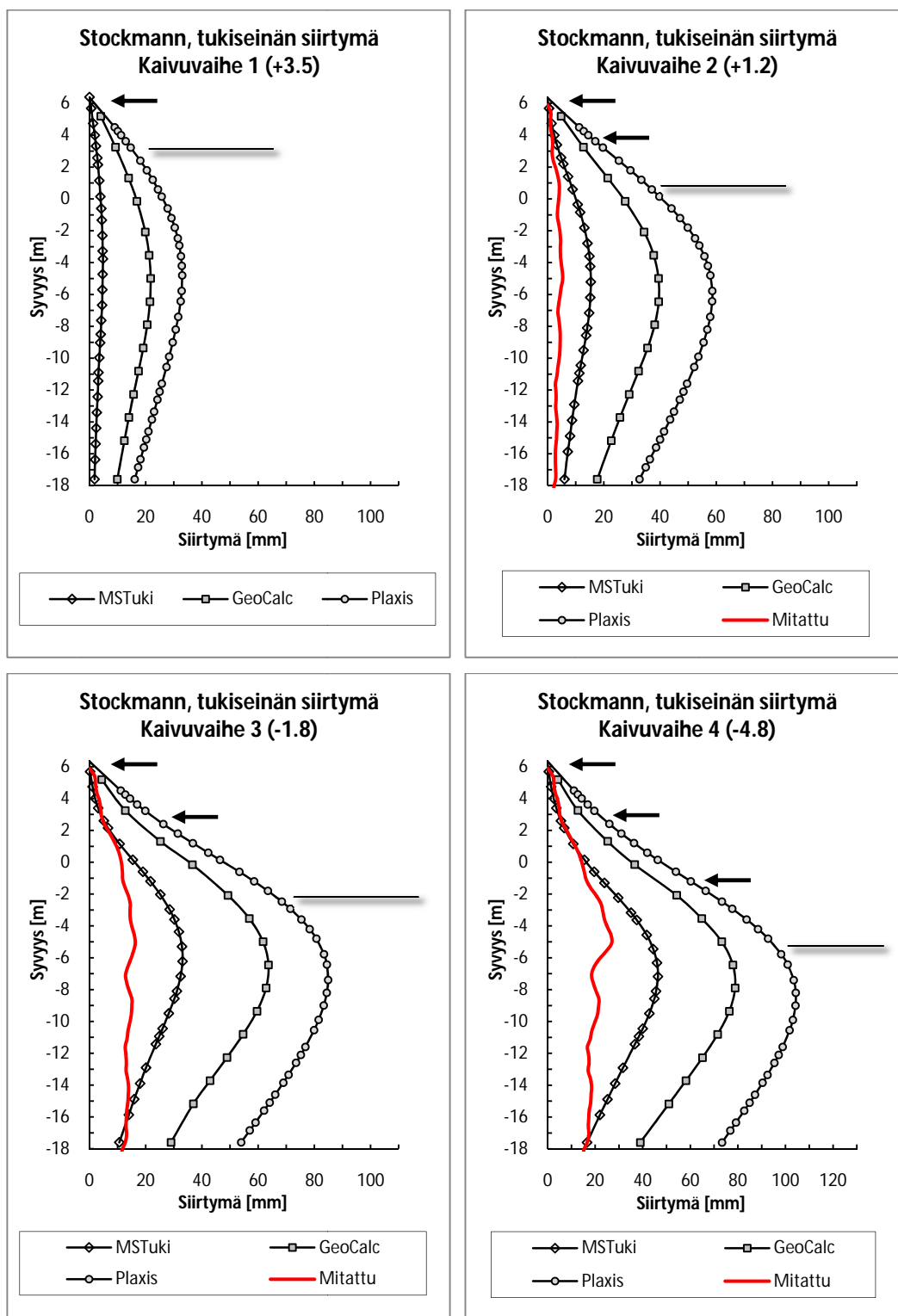
Lähtötietoparametrit on kokonaisuudessaan esitetty liitteissä 4, 5 ja 6. Keskenään vertailukelpoisten tulosten saamiseksi ohjelmien laskentatilanteet pyrittiin saamaan toisiaan vastaaviksi. Siirtymäparametrit MsTuki- ja GeoCalc-ohjelmiin arvioitiin taulukon 16 arvojen mukaan. Siirtymäfunktioksi GeoCalcissa valittiin lineaarinen siirtymäfunktio ja suljetun tilan lepopainekertoimen K_{oud} käytettiin pehmeälle silttikerrokselle arvoa 0,8. Lepopaineen säilymistä kaivannon puolella ei tutkittu. Kimmomodulin arvo pidettiin vakiona koko kerroksen paksuudella ja dilataatiokulmalle käytettiin arvoa nolla.

Seinän jäykkyys laskettiin kaavalla (17) ponttiseinän valmistajan ilmoittamien arvojen mukaan. Seinäkitkan arvona käytettiin arvoa $0,5\phi$ sekä aktiivi- että passiivipuolella. Tukina toimivat betonilaatat otettiin täysin jäykiksi, jolloin tukien jousivakiot valittiin niin suuriksi, ettei niiden tarkalla arvolla ollut merkitystä.

10.5 Laskennan tulokset ja niiden vertailu

10.5.1 Siirtymät

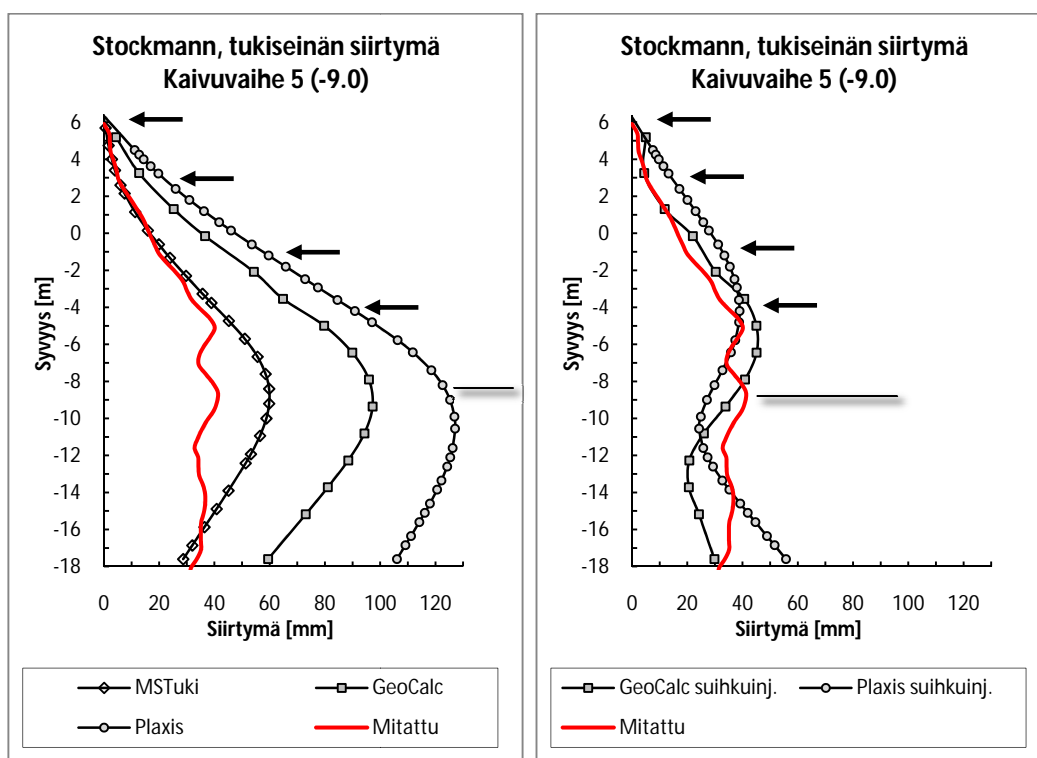
Tukiseinän laskettuja siirtymiä vertailtiin kaivuvaiheissa 1-5. Laskelmat tehtiin ilman kaivutason alapuoleista suihkuinjektointikerrosta. Laskennan tulokset kaivuvaiheissa -4 on esitetty kuvassa 47.



Kuva 47. Stockmann, tukiseinän siirtymät kaivuvaiheissa 1-4.

Kaikkien ohjelmien siirtymät ovat selvästi mitattuja suurempia. Suurimmat siirtymät on saatu Plaxis-ohjelmalla ja pienimmät MsTuki-ohjelmalla. Plaxis-ohjelman laskemat siirtymät ovat lähes 50 mm suurempia kuin MsTuki-ohjelman

vastaavat siirtymät jo kaivuvaiheessa 2. Geocalc- ja Plaxis-ohjelmissa myös seinän alapään siirtymät ovat varsin suuret jo kaivuvaiheissa 1-2. Kaivuvaiheissa 3 ja 4 MsTuki-ohjelman siirtymät seinän ylä- ja alapäässä ovat lähellä mitattuja arvoja, mutta keskiosan pehmeässä silttikerroksessa arvot ovat melko selvästi, yli 20 mm, mitattuja suurempia. Lopullisen kaivuvaiheen siirtymät on esitetty kuvassa 48. Kuvasta havaitaan, että erityisesti Plaxis-ohjelman suurimmat siirtymät ovat yli 120 mm, mikä on yli kolminkertainen todellisiin siirtymiin verrattuna. Kuvassa 48 on lisäksi esitetty Geocalc- ja Plaxis-ohjelmien siirtymät, kun suihkuinjektointikerros on huomioitu. Lasketut siirtymät ovat tällöin huomattavasti lähempänä mitattuja siirtymiä mutta tukiseinän siirtymän/taipuman muoto ei vastaa mitattuja arvoja tukiseinän alapään siirtyessä laskennassa voimakkaasti suihkuinjektoidun maakerroksen alapuolella. MsTuki-ohjelmalla suihkuinjektointikerrosta yritettiin mallintaa ylimääräisellä tukitasolla. Tukitason vaikutus kokonaiskuormituksiin ja siirtymiin jäi pieneksi eikä laskennan tuloksia ole tässä esitetty.



Kuva 48. Stockmann, tukiseinän siirtymät kaivuvaiheessa 5 ilman suihkuinjektointia kerrosta ja kun suihkuinjektointi kerros on lisätty GeoCalc- ja Plaxis-ohjelmien malleihin.

10.5.2 Tukivoimat

Tukivoimien suuruutta tarkasteltiin eri ohjelmilla kaivuvaiheissa 1-5 sekä lopullisessa tilanteessa, kun alimman kellarin pohjalaatta on valettu. MsTuki- ja Plaxis-ohjelmissa väliaikainen tuki tasolla +4,0 poistettiin, kun kaivu eteni tasolle +1,2. GeoCalc-ohjelmassa väliaikaista tukitasoa ei poistettu laskennan aikana. Lepopainemitoitusta tarkasteltiin lopullisilla tukitasoilla ilman suihkuinjektoitua maakerrosta. Laskennan tulokset on esitetty taulukossa 21 ja lopullisen tilanteen tukivoimat taulukossa 22.

Taulukko 21. Stockmann, lasketut tukivoimat [kN/m] kaivuvaiheittain.

		Kaivuv. 1 (+3.5)	Kaivuv. 2 (+1.2)	Kaivuv. 3 (-1.8)	Kaivuv. 4 (-4.8)	Kaivuv. 5 (-9.0)
Tukitaso 1 (+6.4)	MsTuki	30	154	225	182	176
	GeoCalc	58	169	295	263	263
	Plaxis	112	117	176	167	163
Tukitaso 2 (+4.0)	MsTuki	370				
	GeoCalc	392				
	Plaxis	482				
Tukitaso 3 (+2.4)	MsTuki	767				
	GeoCalc	735				
	Plaxis	894				
Tukitaso 4 (-0.6)	MsTuki	648				
	GeoCalc	601				
	Plaxis	594				
Tukitaso 5 (-3.6)	MsTuki	772				
	GeoCalc	665				
	Plaxis	861				

Yhteensä	MsTuki	1594
	GeoCalc	1686
	Plaxis	1799

Suurimmat yhteenlasketut tukireaktiot kaivuvaiheessa 5 saatiin Plaxis-ohjelmalla. Ero MsTuki-ohjelman keveimpään mitoitukseen oli n. 13 %. Tukivoimien jakautuminen eri kaivuvaiheissa oli kaikilla ohjelmilla samansuuntainen ja suurimmat erot havaittiin ensimmäisessä kaivuvaiheessa tukitasolla 1 (112kN/30kN) sekä kaivuvaiheessa 4 tukitasolla 3 (437kN/181kN).

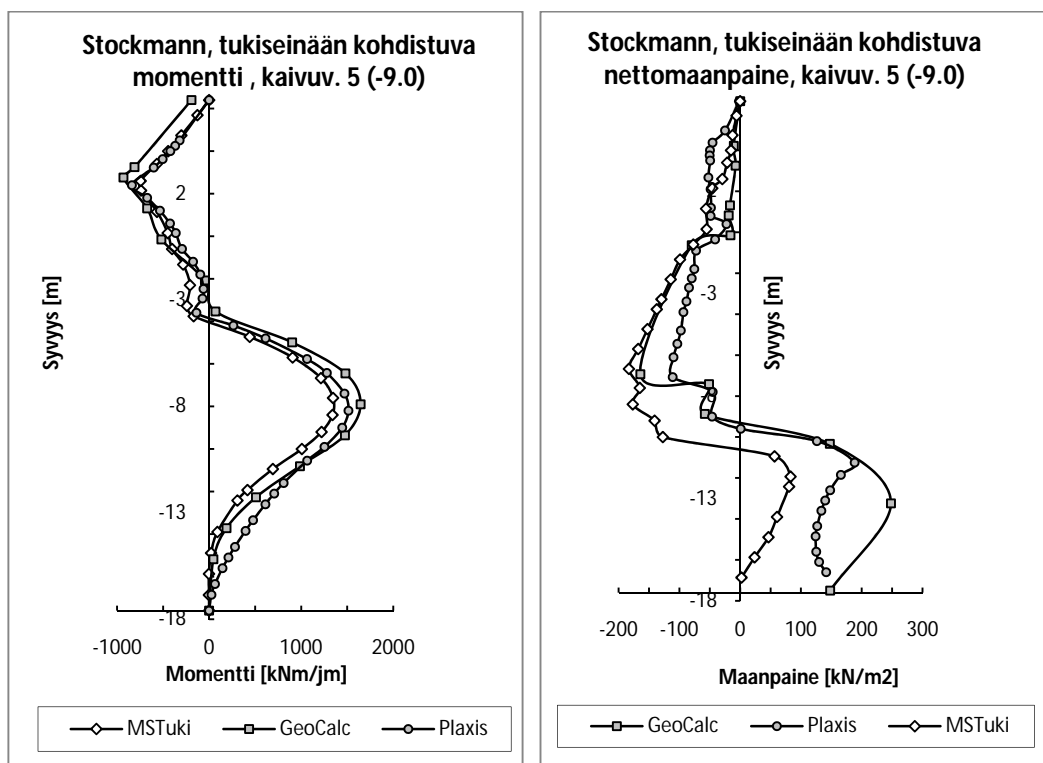
Taulukko 22. Stockmann, lasketut tukivoimat [kN/m] lopullisessa tilanteessa.

		Lopullinen tilanne, lepopaine (-9.0)	
Tukitaso 1 (+6.4)	MsTuki	13	
	GeoCalc	213	
	Plaxis	1218	
Tukitaso 2 (+2.4)	MsTuki	167	
	GeoCalc	762	
	Plaxis	145	
Tukitaso 3 (-0.6)	MsTuki	343	
	GeoCalc	729	
	Plaxis	414	
Tukitaso 4 (-3.6)	MsTuki	486	
	GeoCalc	1250	
	Plaxis	197	
Tukitaso 5 (-8.5)	MsTuki	1399	
	GeoCalc	82	
	Plaxis	1968	
Yhteensä			
		MsTuki	2408
		GeoCalc	3036
		Plaxis	3942

Taulukosta 22 havaitaan, että eri ohjelmilla lasketut tukivoimien arvot lepopainetilanteessa poikkeavat suuresti toisistaan sekä suuruudeltaan että jakaumaltaan. Myös yhteenlasketuissa tukivoimissa ero MsTuki- ja Plaxis-ohjelmien välillä on todella suuri, ollen yli 1,6-kertainen.

10.5.3 Maanpaine ja momentti

Tukiseinään kohdistuvan maanpaineen ja taivutusmomentin suuruutta tarkasteltiin kaivuvaiheessa 5 (kaivutaso -9,0). Laskennan tuloksena saadut kuvaajat on esitetty kuvassa 49.



Kuva 49. Stockmann, tukiseinään kohdistuvat taivutusmomentti- ja nettomaanpainejakaumat.

Kuvasta 49 havaitaan että eri ohjelmilla lasketut taivutusmomenttijakaumat ovat hyvin lähellä toisiaan sekä muodoltaan että taivutusmomenttien arvolta. Seinään mobilisoituvat maanpaineet eroavat toisistaan erityisesti seinän alaosan passiivipaineiden osalta. Seinän yläosassa pienin laskettu maanpaine saatiin Plaxis-ohjelmalla GeoCalcin ja MsTuki-ohjelman arvojen ollessa lähellä toisiaan. Seinän alapäässä pienin mobilisoitunut maanpaine saatiin MsTuki-ohjelmalla ja suurimmat arvot GeoCalc-ohjelmalla.

10.6 Yhteenveto Stockmann Nevsky Centre

Laskennan tuloksia tarkasteltaessa voidaan todeta, että kaikilla ohjelmilla lasketut siirtymät poikkeavat selvästi paitsi toisistaan myös mitatuista siirtymistä. Sekä GeoCalc-, että Plaxis-ohjelmilla tukiseinän alapää liikkuu voimakkaasti jo kaivun alkuvaiheessa. Lasketut siirtymät ovat molemmilla ohjelmilla koko seinän osuudella mitattuja siirtymiä suurempia. MsTuki-ohjelman siirtymät yhtyvät mitattuihin siirtymiin seinän yläosassa n. tasoon -5 asti, jonka jälkeen siirtymät ovat mel-

ko selvästi mitattuja arvoja suurempia. Seinän alapään siirtymät ovat myös lähellä mitattuja arvoja. Suurimmat siirtymät saadaan Plaxis-ohjelmalla, siirtymien kasvassa tasaisesti kaivun edetessä. Mallinnettaessa kaivutason alapuoleinen suihkuinjektoitu maakerros sekä GeoCalc-, että Plaxis-ohjelmilla lasketut siirtymät lähestyvät suuruudeltaan mitattuja, mutta myös tällöin seinän alaosa pyrkii taipumaan.

Vertailtaessa tukitasoille tulevia kuormituksia havaitaan, että yhteenlasketuissa tukivoimissa erot jäävät varsin pieniksi. Erityisen lähellä toisiaan ovat MsTuki- ja GeoCalc-ohjelmilla lasketut tukivoimien suuruudet. Myös Plaxis-ohjelmalla lasketut tukivoimat ovat lähellä muiden ohjelmien arvoja, joskin pieniä eroja esiintyy kaivuvaiheittain. Lopullisen tilanteen lepopainemitoituksessa tukivoimat poikkeavat taas selvästi toisistaan sekä suuruudeltaan että jakaumaltaan, eikä tuloksia voida pitää vertailukelpoisina.

Eri ohjelmilla lasketut taivutusmomenttikuviot ovat lähes identtisiä. Kaikilla ohjelmilla taivutusmomentin maksimi sijoittuu alimman tukitason ja kaivutason väliin noin tasolle -8,0. Maanpainejakaumissa eroja havaitaan erityisesti seinän alapäähän mobilisoituneiden passiivipaineiden suuruudessa.

Mitoituslaskelmien tulokset ovat vertailukelpoisia keskenään vain työnaikaisten tukivoimien sekä taivutusmomenttijakaumien osalta. Lasketut siirtymät sekä lepopainemitoituksen tukivoimat poikkeavat selvästi toisistaan, eikä niiden tuloksia voida pitää luotettavina.

11 YHTEENVETO JA JOHTOPÄÄTÖKSET

Laskelmia suoritettiin kahdessa erityyppisessä kohteessa kolmella eri laskentaohjelmalla. Eri laskentaohjelmien malleissa käytettiin samoja lähtötietoparametreja niiltä osin kuin se oli mahdollista. Ohjelmat ovat käyttöliittymiltään ja peruslähtökohdiltaan varsin erilaisia, joten täysin identtisten laskentatilanteiden muodostaminen eri ohjelmilla ei ollut mahdollista.

Syvien kaivantojen, erityisesti rakennettuun ympäristöön sijoittuvien, maanpaineisiin mitoituksen suurimpana haasteena voidaan pitää luotettavan laskentamallin laadintaa. Kaikkien todellisen tilanteen yksityiskohtien ja esimerkiksi monimutkaisten kuormitusten tai ympäristön rakenteiden sisällyttäminen laskentamalliin ei ole mahdollista. Vaikka esimerkiksi GeoCalc- ja erityisesti Plaxis-ohjelmassa on mahdollista mallintaa monimutkaisiakin tilanteita, on usein järkevämpää käyttää yksinkertaista laskentamallia, jolloin luotettavien laskentatulosten saaminen on todennäköisempää. Lisäksi oman haasteensa mitoitukseen tuovat materiaaliparametrien oikea valinta sekä maan ja rakenteen yhteistoiminta. Oikeiden materiaaliparametrien valinnassa ja laskentamallin luonnissa korostuu suunnittelijan kokemus, vaikkakin jokainen kohde on tyypillisesti ainutkertainen.

Esimerkkikohteena toimineiden Sanomatalon ja Stockmann Nevsky Centren mitotuslaskelmia tarkasteltaessa havaittiin, että pääsääntöisesti kaikilla ohjelmilla lasketut siirtymät olivat mitattuja siirtymiä suurempia. Sanomatalon tapauksessa havaittiin siirtymäkertoimien huomattava vaikutus siirtymien suuruuteen. Rakennetussa ympäristössä, jossa seinän siirtymien tarkka arviointi on tärkeässä roolissa, siirtymäkertoimien oikean valinnan merkitys siis korostuu. Toisaalta tilanteessa, jossa seinän alapää tukeutuu kallioon tai tiiviiseen maakerrokseen siirtymäkertoimien vaikutus seinän tukivoimiin ja momentteihin havaittiin huomattavasti vähäisemmäksi kuin niiden vaikutus siirtymien suuruuteen. Siirtymät eivät myöskään kasva tasaisesti kaivun edetessä, vaan suuri osa seinän kokonaissiirtymistä voi muodostua jo yhdessä kaivuvaiheessa, jonka jälkeen seinän siirtymät pysyvät kohtalaisen pieninä. Sanomatalon tapauksessa suurimmat siirtymät tapahtuivat pääsääntöisesti kaivun alkuvaiheissa. Myöhemmissä vaiheissa kallio ja seinän alapään jäykkä kiinnitys pienensivät siirtymiä. GeoCalc- ohjelmassa passiivipuo-

len seinäkitkakertoimen arvolla oli suuri vaikutus laskennan tuloksiin. Suositeltavaa on, että passiivipuolen seinäkitkan maksimina ohjelmassa käytetään arvoa 0,5φ. Tämä on mainittu myös ohjelman käyttöohjeessa. Muilla ohjelmilla ei vastaavaa havaittu.

Mitoitettaessa seinää, joka on tuettu esijännitettävillä ankkureilla, ankkureiden jännitys käsitellään erillisenä laskentavaiheena. GeoCalc-ohjelma laskee tukitasot automaattisesti kahteen kertaan, jolloin jännitysvaihe huomioidaan erikseen. Plaxis-ohjelmassa jännitysvaihe sisällytetään laskentaa erillisenä laskentavaiheena ja MsTuki-ohjelmalla jännitysvaihe lasketaan omana laskentana. Kaikilla ohjelmilla seinä siirtyy kaivannosta pois päin ankkureita jännitettäessä. Näin ankkureiden esijännitysten merkitys seinän siirtymiin korostuu entisestään. Todellisessa tilanteessa aika kaivusta ja ankkureiden asennuksesta niiden esijännitykseen on niin pitkä, että maanpaine seinän takana kasvaa kohti lepopainetta eikä järeä kaivinpaaluseinä siirry ankkureiden esijännittämisen vuoksi. Tutkimus osoittaa, että ankkureiden esijännitysvoimien valinnalla voidaan merkittävästi vaikuttaa seinän siirtymiin. Pienentämällä ankkureiden esijännitysvoimia ja sallimalla seinälle siirtymiä, voidaan seinälle tulevia kokonaiskuormituksia pienentää huomattavasti. Sanomatalon tapauksessa seinän kokonaiskuormitukset pienenevät siirtymättömän rakenteen mitoituksista 12-38 % riippuen käytetystä ohjelmasta. Tämä voidaan suoraan hyödyntää ankkurimäärissä. Tämä edellyttää kuitenkin tarkkaa siirtymien rakentamisen aikaista seuranta, jolloin esijännitysvoimia voidaan säätää toteutuneiden siirtymien mukaan. Lopullisten siirtymien laskenta sisältää varsin paljon epävarmuustekijöitä, minkä vuoksi laskentaa on syytä tarkistaa kaivun edetessä. Helpoimman työkaluntähän tarjoaa MsTuki, jossa tukitasoille on mahdollista antaa siirtymä ennen tukitason asennusta. Tämä mahdollistaa rakentamisen aikaisen laskennan toteutuneiden siirtymien mukaan.

Seinän alapään jäädessä pehmeään maakerrokseen vaikeutuu mitoituslaskelmien suoritus huomattavasti. Stockmann Nevsky Centren tapauksessa seinän alapään vaakasiirtymät muodostuivat selvästi mitattuja siirtymiä suuremmiksi. Huolimatta laskentamalleihin lisätyistä suihkuinjektoidusta maakerroksesta seinän alin osa taipui voimakkaasti. Seinän alapään siirtymät saatiin laskennassa realistisiksi ai-

noastaan kasvattamalla alimman maakerroksen kimmomodulia lähes nelinkertaiseksi tai antamalla siirtymäkertoimiksi epärealistisia arvoja. Todellisessa tilanteessa on mahdollista, että tiiviissä savikerroksessa kaivutason alapuolella vedenpaine säilyy kaivua edeltäneellä tasolla yläpuolella tapahtuvasta kaivusta huolimatta, jolloin tukiseinän alapään siirtymät jäävät laskettuja siirtymiä pienemmiksi. Laskelmien tuloksista voidaan todeta, että syvissä kaivannoissa pohjavedenpintojen ja vedenpaineen oikea mallintaminen on ratkaisevassa roolissa tilanteissa joissa tarkastellaan maanpaineisiin kokonaissiirtymiä. Erityisen tärkeää tämä on Plaxis-ohjelman kohdalla, jossa mahdollisuuksia vedenpaineiden mallintamiseen on useita ja eri vaihtoehtojen vaikutukset laskentamallin pysty- ja vaakasiirtymiin ovat suuria.

Vertailtaessa laskentaohjelmien tuloksia keskenään havaittiin tulosten vastaavan pääsääntöisesti toisiaan erityisesti laskettujen tukivoimien ja momenttikuvioiden osalta. Kaikkien ohjelmien laskemat tukivoimat perustilanteissa vastasivat toisiaan ja olivat näin melko luotettavia. Erojakin esiintyi, suuriakin, mutta niitä voidaan ainakin osin selittää käyttäjän valitsemien kimmokertoimien ja siirtymäkertoimien valinnalla sekä laskutavan vaikutuksella. Suurimmat erot ohjelmien laskemien tukivoimien välillä havaittiin mitoitettaessa rakenteita siirtymättöminä lepopaineelle. Eroja voidaan osin selittää käyttäjän valitsemalla mitoitustavalla, joka eri ohjelmissa on hieman erilainen. GeoCalc-ohjelmassa voidaan valita lepopainemitoitus, jolloin ohjelma laskee seinälle tulevan kuormituksen lepopaineena. MsTuki- ja Plaxis-ohjelmissa lepopainemitoitus suoritettiin valitsemalla seinän ja tukien jäykkyydet niin suuriksi, että rakenteesta muodostuu siirtymätön. Tutkimuksen perusteella voidaan todeta, että pysyviä rakenteita mitoitettaessa on tukivoimien suuruuksia syytä tarkastella kriittisesti erityisesti tilanteissa, joissa rakenteen tukemiseen käytetään esimerkiksi pysyviä ankkureita. Tapauksissa, joissa seinä tuetaan sisäpuoleisilla laatastoilla, ei tukivoimien suuruudella ole yleensä niin ratkaisevaa merkitystä.

Laskettujen siirtymien suhteelliset erot eri ohjelmien välillä muodostuivat melko suuriksi erityisesti tilanteessa, jossa seinän alapää tukeutui maakerrokseen. Tilanteessa, jossa sekä seinän ylä- että alapää on tuettu, ovat siirtymät helpommin hallittavissa ja ohjelmien laskemat tulokset näin lähempänä toisiaan. Samoilla lähtö-

arvoilla lasketuista siirtymien eroista voidaan päätellä, että seinän todellisten liikkeiden ennustaminen on äärimmäisen vaikeaa ja siirtymien suuruuteen vaikuttavien tekijöiden tunteminen on avainasemassa valittaessa lähtötietoparametreja sekä mallinnustapaa.

MsTuki on yksinkertaisuudestaan huolimatta erittäin käyttökelpoinen työkalu myös usealta tasolta tuettujen seinien mitoittamiseen ja ohjelmasta on helppo havaita eri parametrien ja laskentatapojen vaikutus lopputuloksiin. Ohjelmasta saatavia tuloksia voidaan pitää varsin luotettavina, joskin suuri vastuu jää myös käyttäjälle, jonka tehtävänä on päivittää lähtötiedot laskennan edetessä. Tämän vuoksi usealta tasolta tuettujen seinien mitoituksessa joudutaan suorittamaan useita erillisiä laskentoja, jolloin myös muutosten tekeminen muodostuu varsin työlääksi.

GeoCalc-ohjelmaan laskentamallin tekeminen on varsin nopeaa ja helppoa. Ohjelma laskee usealta tasolta tuetut seinät kaivua simuloiden, jolloin eri kaivuvaiheiden tulosten tarkastelu on helppoa ja muutosten tekeminen malliin nopeaa. Ohjelman laskemat lopputulokset DCM-mallilla ovat pääsääntöisesti lähellä muiden ohjelmien vastaavia, joten tuloksia voidaan pitää suhteellisen luotettavina. Tukitasoille ei ole mahdollista määrittää toteutuneita siirtymiä eikä niitä ole mahdollista muuttaa tai poistaa laskennan eri vaiheissa, mikä rajoittaa monimutkaisempien ongelmien tarkastelua. Käyttäjän mahdollisuudet vaikuttaa laskennan lopputuloksiin on näin rajoitettu lähinnä maaparametrien sekä esimerkiksi esijännitysvoimien valintaan. Tämä voidaan nähdä sekä ohjelman hyvänä että huonona puolenä.

Plaxis-ohjelman etuna on mahdollisuus mallintaa monimutkaisiakin kuormitus- ja geometriatilanteita. Lisäksi ohjelma mahdollistaa myös kaivannon ympäristön muodonmuutosten tarkastelun, mikä antaa tärkeää tietoa kaivutöistä mahdollisesti aiheutuvista riskeistä ympäröiville rakenteille. Ohjelman tarjoama Mohr-Coulombin materiaalmalli soveltuu hyvin usealta tasolta tuettujen seinien tarkasteluun ja ohjelman tulokset ovat luotettavia, mikäli käyttäjä osaa tulkita lähtötietoja ja mallintaa laskentatilanteet oikein. Monimutkaisemmat materiaalmallit vaatisivat tarkkoja laboratoriokokeista saatavia maaparametreja, joita harvoin on käytettävissä ja FEM-menetelmän monimutkaisuuden vuoksi tulkintavirheet lähtötie-

doissa voivat johtaa suurin eroihin lopputuloksissa. Laskennan tuloksia onkin aina syytä tarkastella yhdessä muiden yksinkertaisempien menetelmien kanssa.

Kaikki tutkimuksessa käytetyt ohjelmat tarjoavat käyttökelpoisen työkalun syvien kaivantojen maanpaineeseinien analysointiin. Vaikka ohjelmat ovat käyttäjäystävällisiä ja varsin luotettavia, säilyy suurin vastuu lopputuloksista käyttäjällä, jolta vaaditaan riittävää geoteknistä tuntemusta tulosten käyttökelpoisuuden arvioimiseksi.

LÄHDELUETTELO

Aalto, J. 2002. Kimmoisalla alustalla oleva palkki. Teknillinen korkeakoulu, Espoo. Saatavissa: <http://www.tkk.fi/Yksikot/Rakenteidenmekaniikka/henk/aalto/-materiaalia/kimp.pdf> Viitattu 3.4.2010

ArcelorMittal 2010. Steel sheet piling HZ walls. Saatavissa: http://www.arcelor-projects.com/EN/sheet_piling/HZ_wall/HZ_24-AZ18.htm Viitattu 2.3.2010

Bond, A., Harris, A. 2008. Decoding Eurocode 7. Taylor & Francis, London. ISBN 978-0-415-40948-3

Brinkgreve, R.B.J. & Broere, W. 2006. PLAXIS Finite Element Code for Soil and Rock Analyses. 2D – version 8. Netherlands. Saatavissa: <http://www.plaxis.nl/index.php?cat=manuals> ISBN-10: 90-76016-02-X. ISBN-13: 978-90-76016-02-3.

Deep Excavations 2010. Support systems for deep excavation: Top/Down Construction, Saatavissa: http://www.deepexcavation.com/supportsystems_topdown-.html Viitattu 12.3.2010

FCG Finnish Consulting Group Oy 2008. KOy Aleksin Hermes

FCG Finnish Consulting Group Oy 2009. Stockmann Nevsky Centre

Finnsementti 2003. Sementti suihkupaaluissa. Saatavissa: <http://www.finnsementti.fi/stabilointi/suihkupaalut.pdf> Viitattu 2.3.2010

Frank, R., Bauduin, C., Driscoll, R., Kavvadas, M., Krebs Ovesen, N., Orr, T., Schuppener, B. 2004. Designers Guide to EN 1997-1. Thomas Telford, London. ISBN-10: 0727731548 ISBN-13: 978-0727731548

Hakulinen, M. 2003. Teräs pohja- ja maarakentamisessa oppimateriaali. Saatavissa: <http://www.terasrakenneyhdistys.fi/julkaisut/mvr/mpr-oppik.pdf> Viitattu 12.03.2010

Hartikainen, J. & Kleemola, J. 1974. RIL 95 Pohjarakennus, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto r.y. K. J Gummerus Oy, Jyväskylä 1974. ISBN 951-758-003-7

IPT Insinööritoimisto Pohjatutkimus Oy 1989. Työnaikaiset tukiseinät, sisäinen koulutusmateriaali

Klein, E. M., K. B. Andromalos and R. Brink, 2005, Use of a Reinforced Jet Grout Excavation Support System for a Major Sewer Line Repair. Saatavissa: http://www.envirocon.com/techpapers/papers/1_Use_of_a_Reinforced.pdf. Viitattu 2.3.2010.

Korhonen, O. & Fischer, K. & Niemi, O. & Timonen, E. 1986. Luku 17 Kaivannot, Teoksessa: Pohjarakenteet, RIL 166. Helsinki. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto r.y. Hangon Kirjapaino Oy, Hanko 1986. ISBN 951-758-108-4. ISSN 0356-9403.

Mansikkamäki, J. 2007. Olemassa olevien ratapenkereiden stabiliteetin laskenta elementtimenetelmällä. Diplomityö. Tampereen teknillinen yliopisto. Rakennustekniikan koulutusohjelmakorkeakoulu. Tampere.

Ou, C.Y. 2006. Deep Excavations, theory and practice. Taylor & Francis 2006, Netherlands. ISBN-10: 0415403308, ISBN-13: 978-0415403306

Rantamäki, M. & Tammirinne M. 1996. Pohjarakennus 465. Otatieto, Karisto Oy, Hämeenlinna 1996. ISBN 951-672-160-5

RIL 121-2004. 2004. Pohjarakennusohjeet. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto r.y. Yleisjäljennös-Painopörssi, 2004. ISBN 951-758-439-3. ISSN 0356-9403.

RIL 181-1989. 1989. Rakennuskaivanto-ohje. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto r.y. Vammalan Kirjapaino Oy, Vammala 1989. ISBN 951-758-216-1. ISSN 0356-9403.

RIL 194-1992. 1992 Putkikaivanto-ohje. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL r.y. Lahden Kirjapaino ja Sanomalehti Oy. ”LahtiPrint”-Lahti 1992. ISBN 951-758-276-5

RIL 207-2009. 2009. Geotekninen suunnittelu, Eurokoodin EN 1997-1 suunnitteluohje. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto r.y. Hansaprint Oy, 2009. ISBN 978-951-758-505-7. ISSN 0356-9403

Saarelma, M. 1990. Kimmoisesti tuettu tukiseinä, Tuki 4.30 Käyttö-ohje.

SFS-EN 1997-1 Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu. Osa 1: Yleiset säännöt. Suomen standardisoimisliitto SFS, Helsinki 2005.

Skanska 2008. CFA Continuous Flight Auger Piles. Saatavissa: <http://www.skanska.co.uk/upload/Sevices/Piling/Datasheets/CFA%20Datasheet.pdf> Viitattu 2.3.2010

Suomen IP- Tekniikka Oy 1997. Sanoma Oy, Sanomatalo

Tomlinson, M.J. 1986. Foundation design and construction, 5th edition. Longman Scientific & Technical 1986, England. ISBN 0-582-28642-5

Vianova Systems Finland Oy 2008. Novapoint GeoCalc koulutus 27.-28.1.2009-luentomoniste. Tampere, Vianova Systems Oy.

Vepsäläinen, P. 2008. Rak-50.149 Geotekniikan numeeriset menetelmät -luentomoniste. Espoo. Teknillinen korkeakoulu.

Vepsäläinen, P. 2009. Eurokoodi 1997 ja sen soveltaminen Suomessa: Tukiseinät, tukimuurit ja noste –luentomoniste. Espoo. Teknillinen korkeakoulu.

Ympäristöministeriö 2003. B3 Pohjarakenteet, määräykset ja ohjeet 2004 Saatavissa: <http://www.finlex.fi/data/normit/17075-B3s.pdf> Viitattu 2.3.2010

Liite 1. Sanomatalo, käytetyt laskentaparametrit MsTuki-ohjelmassa

Lähtötiedot:

Hyötykuorman osavarmuuskerroin	1.00
Vedenpaineen osavarmuuskerroin	1.00
Kitkakulman osavarmuus (aktiivip)	1.00
Kitkakulman osavarmuus (passiivip)	1.00
Koheesion osavarmuus (aktiivip)	1.00
Koheesion osavarmuus (passiivip)	1.00
Seinäkitkakerroin (aktiivip)	1.00
Seinäkitkakerroin (passiivip)	1.00
Adheesiokerroin (aktiivip)	1.00
Adheesiokerroin (passiivip)	1.00
Kokonaisvarmuuskerroin (aktiivip)	1.00
Kokonaisvarmuuskerroin (passiivip)	1.00
Maanpinnan kaltevuus (ast)	0.00
Seinän kaltevuus (ast)	0.00

Maakerrokset:

Yläpin- nan taso	tilav. paino kN/m3	tehok. t.pain kN/m3	kitka- kulma ast.	kohee- sio kN/m2	aktiivi siirt. %	passiivi siirt. %
3.00	0.01	0.01	45.00	0.00	0.20	2.00
0.50	18.00	8.00	32.00	0.00	0.20	2.00
-1.00	14.00	4.00	0.00	15.00	0.40	4.00
-2.50	16.00	6.00	30.00	0.00	0.20	2.00
-3.00	16.00	6.00	0.00	16.40	0.40	4.00
-7.00	18.30	8.30	0.00	20.00	0.30	3.00
-10.00	19.00	9.00	0.00	30.00	0.20	2.00
-13.00	16.50	6.50	33.00	0.00	0.20	2.00
-13.50	19.40	9.40	35.00	0.00	0.20	2.00
-14.00	21.80	11.80	42.00	0.00	0.10	1.00

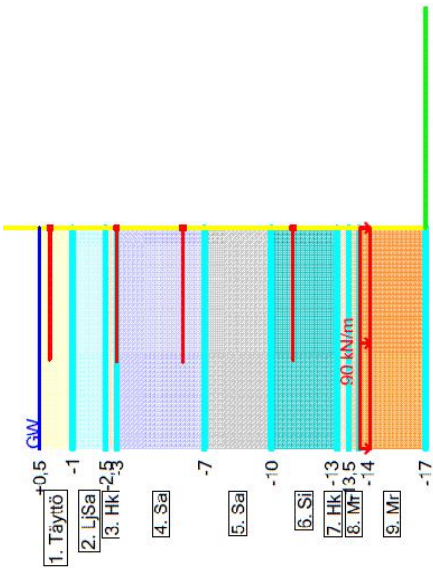
Vedenpinta aktiivipuolella	0.50
Vedenpinta kaivannon puolella	-17.00
KAIVUTASO	-17.00
SEINÄN ALAPÄÄN TASO	-17.00
Virtauskerroin	0.00
(Hydraulinen gradientti)	0.00
Maakerrosten jakoväli (m)	0.50
Karakteristinen pituus (m)	0.00

Vaikutus- taso +-NN	etäisyys seinästä (m)	kuorman leveys (m)	kuorman suuruus (kPa)
-12.00	0.00	20.00	90.00

Tukitaso +-NN	Jousivakio kN/m/jm	Esijännitys kN/jm	Siirtymä (mm)
0.00	3200.000	20.00	0.00
-3.00	6700.000	50.00	0.00
-6.00	8900.000	100.00	0.00
-11.00	22300.000	150.00	0.00
-17.00	1000000.000	0.00	0.00

Seinän jäykkyys	1540500.0 kNm2/jm
-----------------	-------------------

Liite 2. Sanomatalo, käytetyt laskentaparametrit GeoCalc-ohjelmassa



Wall Type	Kaivirpaaluseinä 1500	
Name	Kaivirpaaluseinä 1500	
Manufacturer		
Gross Section Area [m^2]	1,5	
Calculation Width [m]	1	
Inertia Modulus [m^4]	0,28125	
Section Modulus [m^3]	0,375	
Elastic Modulus [kPa]	547725	
Flexural Stiffness [kNm^2]	1540469,53125	
Axial Stiffness [kNm^2/m^2]	8215837,5	

Name	A [mm^2]	L [m]	α [°]	h [m]	F [kN]	Elastic Modulus [kPa]	Overdig [m]	Horizontal distribution [m]
Tukitaso 1	380	25	0	0,5	20	210000000	0	1
Tukitaso 2	635	20	0	3,5	50	210000000	0	1
Tukitaso 3	635	15	0	6,5	100	210000000	0	1
Tukitaso 4	635	6	0	11,5	150	210000000	0	1

Layer	Name	z [m]	h [m]	γ [kN/m ³]	Φ [°]	c [kPa]	Δc [kPa/m]	K0ud	dIud	Material Model	δ_{ya}	δ_{yp}	ξ_{50a}	ξ_{50p}	m	r	k
1.	Täyttö	0.5	1.5	18	32	0	0	0	0	Drained	DCM	0.002	0.02	0.5	0.5		
2.	LjSa	-1	1.5	14	0	15	0	0.9	Undrained	DCM	0.004	0.04	0.5	0.5			
3.	Hk	-2.5	0.5	16	30	0	0	0	0	Drained	DCM	0.003	0.03	0.5	0.5		
4.	Sa	-3	4	16	0	16.4	0	0.9	Undrained	DCM	0.004	0.04	0.5	0.5			
5.	Sa	-7	3	18.3	0	20	0	0.9	Undrained	DCM	0.003	0.03	0.5	0.5			
6.	Si	-10	3	19	0	30	0	0.9	Undrained	DCM	0.002	0.02	0.5	0.5			
7.	Hk	-13	0.5	16.5	33	0	0	0	0	Drained	DCM	0.002	0.02	0.5	0.5		
8.	Mr	-13.5	0.5	19.4	35	0	0	0	0	Drained	DCM	0.002	0.02	0.5	0.5		
9.	Mr	-14	3	21.8	42	0	0	0	0	Drained	DCM	0.001	0.01	0.5	0.5		

Diplomityö
Syvien kaivantojen maanpaineseinät
CASE: Sanomatalo
Tuomas Kärki

Neoraport GeoCalc 2.0.3 (23.04.2010 09:42)

Liite 3. Sanomatalo, käytetyt laskentaparametrit Plaxis-ohjelmassa

ID	Name	Type	γ_{unsat} [kNm ⁻³]	γ_{sat} [kNm ⁻³]	k_h [m/day]	k_y [m/day]	v [-]	E_{ref} [kNm ⁻²]	c_{ref} [kNm ⁻²]	ϕ [°]	ψ [°]
1	Täyhtiö	Drained	18,0	18,0	1,0000	1,0000	0,30	12000,0	0,2	32,0	0,0
2	U/Sa	Undrained	14,0	14,0	1,0000E-3	1,0000E-3	0,35	1500,0	15,0	0,0	0,0
3	Hk	Drained	16,0	16,0	1,0000	1,0000	0,30	8000,0	0,2	30,0	0,0
4	Savi1	Undrained	16,0	16,0	1,0000E-3	1,0000E-3	0,35	1500,0	16,4	0,0	0,0
5	Savi2	Undrained	18,3	18,3	1,0000E-3	1,0000E-3	0,35	2500,0	20,0	0,0	0,0
6	Silti	Drained	19,0	19,0	1,0000E-3	1,0000E-3	0,35	15000,0	30,0	0,0	0,0
7	Hk2	Drained	16,5	16,5	1,0000	1,0000	0,30	25000,0	0,2	33,0	0,0
8	Mri1	Drained	19,4	19,4	1,0000	1,0000	0,30	50000,0	0,2	35,0	0,0
9	Mri2	Drained	21,8	21,8	1,0000	1,0000	0,30	75000,0	0,2	42,0	0,0

ID	Name	Type	EA	EI	w [kNm ⁻²]	v [-]	M_p [kNm/m]	N_p [kN/m]
1	Kalvinpaaliseinä	Elastic	3,216E6	1,5408E6	13,0	0,15	1E15	1E15

ID	Name	EA	$ F_{\text{max,comp}} $ [kN/m]	$ F_{\text{max,tens}} $ [kN/m]
1	Ankkuri 1	3200,0	1E15	1E15
2	Ankkuri 2	6700,0	1E16	1E15
3	Ankkuri 3	8900,0	1E15	1E15
4	Ankkuri 4	22300,0	1E15	1E15
5	Kalliotappi	1E6	1E15	1E15

Liite 4. Stockmann Nevsky Centre, käytetyt laskentaparametrit MsTuki-ohjelmassa

Lähtötiedot:

Hyötykuorman osavarmuuskerroin	1.00
Vedenpaineen osavarmuuskerroin	1.00
Kitkakulman osavarmuus (aktiivip)	1.00
Kitkakulman osavarmuus (passiivip)	1.00
Koheesion osavarmuus (aktiivip)	1.00
Koheesion osavarmuus (passiivip)	1.00
Seinäkitkakerroin (aktiivip)	1.00
Seinäkitkakerroin (passiivip)	0.50
Adheesiokerroin (aktiivip)	0.50
Adheesiokerroin (passiivip)	0.50
Kokonaisvarmuuskerroin (aktiivip)	1.00
Kokonaisvarmuuskerroin (passiivip)	1.00
Maanpinnan kaltevuus (ast)	0.00
Seinän kaltevuus (ast)	0.00

Maakerrokset:

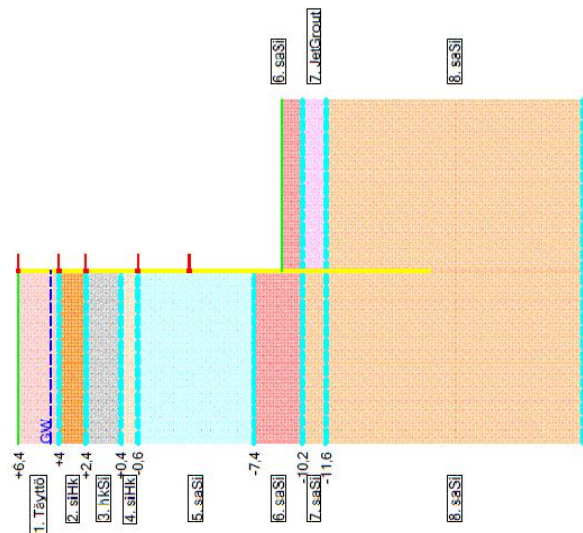
Yläpin- nan taso	tilav. paino kN/m3	tehok. t.pain kN/m3	kitka- kulma ast.	kohee- sio kN/m2	aktiivi siirt. %	passiivi siirt. %
6.40	18.00	8.00	31.00	0.20	0.20	2.00
4.00	20.00	10.00	32.00	5.00	0.20	2.00
2.40	18.30	8.30	15.00	12.00	0.30	3.00
0.40	19.90	9.90	32.00	5.00	0.20	2.00
-0.60	18.00	8.00	7.00	11.00	0.30	3.00
-7.40	19.60	9.60	17.00	12.00	0.20	2.00
-10.20	22.00	12.00	25.00	33.00	0.20	2.00

Vedenpinta aktiivipuolella	4.50
Vedenpinta kaivannon puolella	-9.00
KAIVUTASO	-9.00
SEINÄN ALAPÄÄN TASO	-17.60
Virtauskerroin	0.00
(Hydraulinen gradientti)	0.00
Maakerrosten jakoväli (m)	0.50
Karakteristinen pituus (m)	0.00

Tukitaso +-NN	Jousivakio kN/m/jm	Esijännitys kN/jm	Siirtymä (mm)
6.40	1000000.000	0.00	0.00
4.00	0.125	0.00	-2.00
2.40	1000000.125	0.00	-6.20
-0.60	1000000.125	0.00	-19.60
-3.60	1000000.125	0.00	-37.00
-8.50	0.125	0.00	0.00
-10.90	5000.100	0.00	-38.50

Seinän jäykkyys 720000.0 kNm2/jm

Liite 5. Stockmann Nevsky Centre, käytetyt laskentaparametrit GeoCalc-ohjelmassa



Wall Type	Sheetpile
Name	HZ775B
Manufacturer	Arcelor
Cross Section Area [m²]	0.0363
Calculation Width [m]	1
Inertia Modulus [m⁴]	0.0034275
Section Modulus [m³]	0.00827
Elastic Modulus [kPa]	210000000
Flexural Stiffness [kNm²]	719775
Axial Stiffness [kNm²/m²]	7623000

Name	A [mm²]	L [m]	α [°]	h [m]	F [kN]	Elastic Modulus [kPa]	Overdig [m]	Horizontal distribution [m]
Tuk11	5000	1	-180	0	0	210000000	0	1
Tuk12	5000	1	-180	2.4	0	210000000	0.5	1
Tuk13	5000	1	-180	4	0	210000000	1.2	1
Tuk14	5000	1	-180	7	0	210000000	1.2	1
Tuk15	5000	1	-180	10	0	210000000	1.2	1

Id	Layer Name	z [m]	h [m]	v [kN/m²]	Φ [°]	c [kPa]	Δc [kPa/m]	K0ud	d/ud	Material Model	δva	δyp	ξ50a	E50p [m]	n	k
1.	Täyttö	6.4	2.4	18	31	0.2	0	0	0	Drained	0.002	0.02	0.5	0.5		
2.	siHk	4	1.6	20	32	5	0	0	0	Drained	0.002	0.02	0.5	0.5		
3.	HKS	2.4	2	18.3	15	12	0	0	0	Drained	0.003	0.02	0.5	0.5		
4.	siHk	0.4	1	19.9	32	5	0	0	0	Drained	0.002	0.02	0.5	0.5		
5.	saSi	-0.6	6.8	18	7	11	0	0.8	0.8	Undrained	0.003	0.03	0.5	0.5		
6.	saSi	-7.4	2.8	19.6	17	12	0	0	0	Drained	0.002	0.02	0.5	0.5		
7.	saSi	-10.2	1.4	22	25	33	0	0	0	Drained	0.002	0.02	0.5	0.5		
8.	saSi	-11.6	15	22	25	33	0	0	0	Drained	0.002	0.02	0.5	0.5		

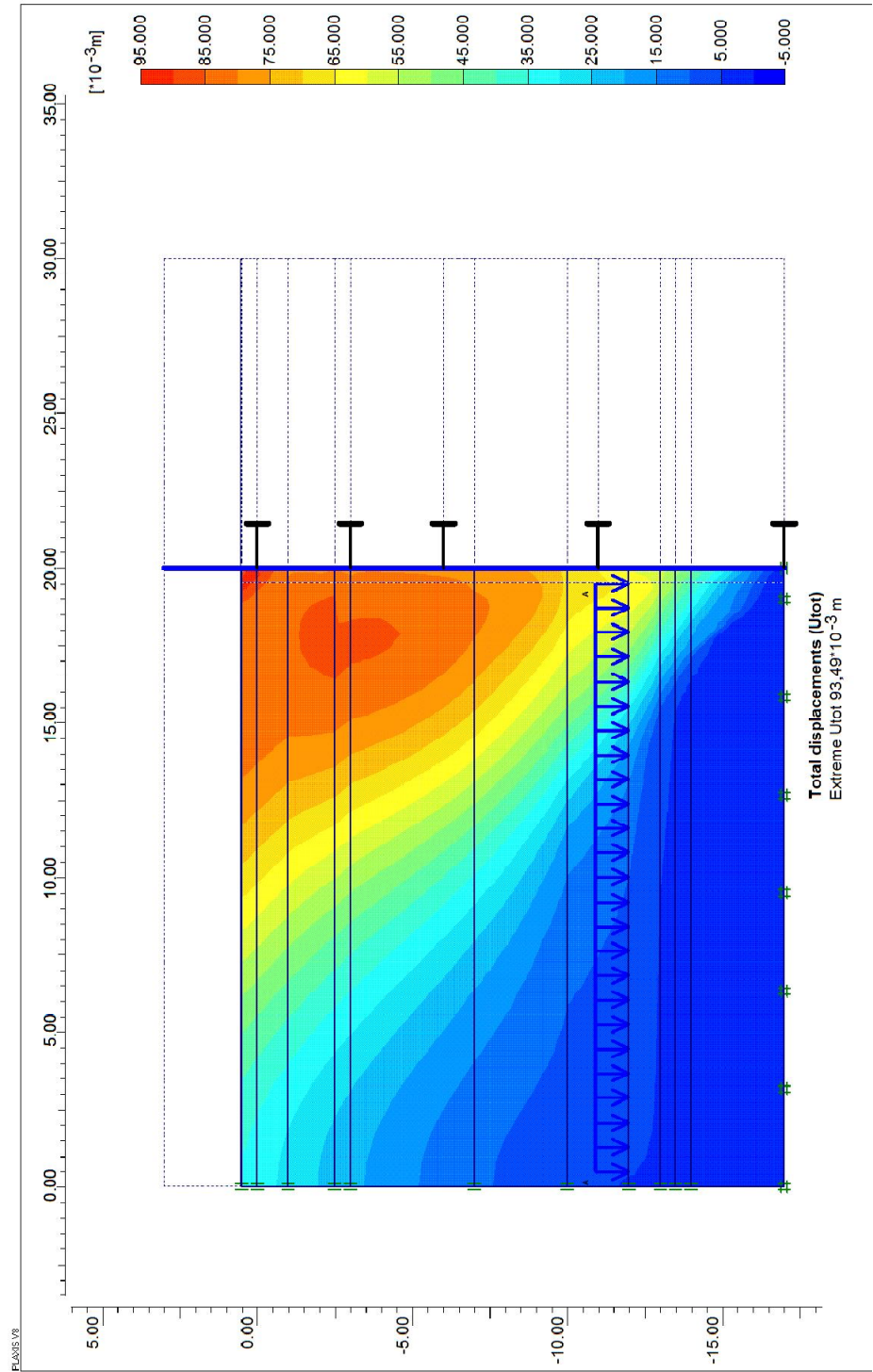
Liite 6. Stockmann Nevsky Centre, käytetyt laskentaparametrit Plaxis-ohjelmassa

ID	Name	Type	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	k_x [m/day]	k_y [m/day]	v [-]	E_{ref} [kN/m ²]	c_{ref} [kN/m ²]	ϕ [°]	v [°]
1	1 Täyttö	Drained	18,0	18,0	0,0100	0,0100	0,30	18000,0	0,2	31,0	0,0
2	2 siHk	Drained	20,0	20,0	0,0100	0,0100	0,30	18000,0	5,0	32,0	0,0
3	3 lksSi	Drained	18,3	18,3	0,0100	0,0100	0,35	5000,0	12,0	15,0	0,0
4	5 saSi	Undrained	18,0	18,0	1,0000E-3	1,0000E-3	0,35	4000,0	11,0	7,0	0,0
5	7 saSi	Drained	19,6	19,6	1,0000E-3	1,0000E-3	0,30	9000,0	12,0	17,0	0,0
6	8 saSi	Drained	22,0	22,0	1,0000E-3	1,0000E-3	0,30	12000,0	33,0	25,0	0,0
7	Jet grouting	Drained	20,9	20,9	1,0000E-4	1,0000E-4	0,15	1E6	500,0	32,0	0,0
9	4 siHk	Drained	19,9	19,9	0,0100	0,0100	0,30	18000,0	5,0	32,0	0,0

ID	Name	Type	EA [kN/m]	EI [kNm ² /m]	w [kN/m ²]	v [-]	M_p [kNm/m]	N_p [kN/m]
1	HZ775 B	Elastic	7,6E7	7,2E5	2,5	0,00	1E15	1E15

ID	Name	EA [kN/m]	$ F_{max,comp} $ [kN/m]	$ F_{max,tens} $ [kN/m]
1	1 Tuki	1E6	1E15	1E15
2	2 Tuki (väliaikainen)	1,5E5	1E15	1E15

Liite 7. Sanomatalo, Plaxis kokonaisiirtymät



Liite 8. Stockmann Nevsky Centre, Plaxis kokonaisiirtymät

